AUTORIDAD NACIONAL DEL AGUA



AUTORIDAD NACIONAL DEL AGUA

MANUAL:

CRITERIOS DE DISEÑOS DE OBRAS HIDRAULICAS PARA LA FORMULACION DE PROYECTOS HIDRAULICOS MULTISECTORIALES Y DE AFIANZAMIENTO HIDRICO

DIRECCION DE ESTUDIOS DE PROYECTOS HIDRAULICOS MULTISECTORIALES

Lima, Diciembre 2010

CONTENIDO

1.0. DISEÑO DE CANALES ABIERTOS

1. Generalidades
2. Canales de riego por su función
3. Elementos básicos en el diseño de canales
   - 3.1. Trazo de canales
   - 3.2. Radios mínimos en canales
   - 3.3. Elementos de una curva
   - 3.4. Rasante de un canal
   - 3.5. Sección Hidráulica Optima
   - 3.6. Diseño de secciones hidráulicas
   - 3.7. Criterios de espesor de revestimiento

2.0. DISEÑO DE SIFON

1. TEORIA DEL SIFON INVERTIDO
   - 1.1. Elección del tipo de estructura
   - 1.2. Concepto de acueducto
   - 1.3. Concepto de sifón invertido
   - 1.4. Criterios de Diseño
   - 1.5. Cálculo hidráulico de un sifón
2. DISENO HIDRAULICO DEL SIFON
   - 2.1. Ejemplo de diseño 1
     - 2.1.1. Cálculo del diámetro de la tubería
     - 2.1.2. Cálculo de las pérdidas hidráulicas
   - 2.2. Ejemplo de diseño 2
     - 2.2.1. Selección del diámetro del tubo
     - 2.2.2. Longitud de transiciones
     - 2.2.3. Nivel de agua en 1
     - 2.2.4. Cota de fondo en 2
     - 2.2.5. Cota de fondo en 3
     - 2.2.6. Cota de fondo en 4
     - 2.2.7. Cota de fondo en 5
     - 2.2.8. Cálculo del valor P en la salida
     - 2.2.9. Inclinación de los tubos doblados (codos)
     - 2.2.10. Carga hidráulica disponible
     - 2.2.11. Cálculo de las pérdidas de carga
     - 2.2.12. Cálculo de la sumergencia a la salida
     - 2.2.13. Longitud de protección con enrocado

3.0. DISEÑO DE ALIVIADERO LATERAL

1. Aliviaderos laterales
   - 1.1. Generalidades
   - 1.2. Criterios de Diseño
   - 1.3. Cálculo Hidráulico de un aliviadero – Alcantarilla
   - 1.4. Amortiguadores del tipo de impacto

4.0. DISEÑO DE ALCANTARILLAS

1. Alcantarillas
   - 1.1. Generalidades
   - 1.2. Tipos de alcantarilla por el flujo a la entrada y a la salida
   - 1.3. Criterios de diseño
   - 1.4. Tipos de alcantarillas por su capacidad
   - 1.5. Collarines para los tubos

5.0. DISEÑO DE DESARENADORES

1. DESARENADORES
2. EJEMPLO DE DISEÑO DE UN DESARENADOR

6.0. DISEÑO DE RÁPIDAS

1. INTRODUCCION
2. PROPOSITO Y DESCRIPCION.
3. CONSIDERACIONES DE DISEÑO
   - 3.1. Coeficiente de rugosidad de MANNING
   - 3.2. Transiciones
   - 3.3. Tramo inclinado
   - 3.4. Trayectoria
   - 3.5. Poza disipadora
   - 3.6. Formación de ondas
4. PROCEDIMIENTO DE DISEÑO
5. EJEMPLO DE DISEÑO
   - 5.1 Diseño de la entrada
   - 5.2 Pérdidas en la entrada
   - 5.3 Determinación del flujo en la sección de la rápida
   - 5.4 El flujo entre los puntos 4 y 6
   - 5.5 El flujo entre los puntos 6 y 8
   - 5.6 Diseño de la trayectoria
   - 5.7 Diseño de la poza disipadora
   - 5.8 Diseño de la transición de salida

7.0. DISEÑO DE CAIDAS

1. Caídas verticales
   - 1.1 Criterios de Diseño
   - 1.2 Caídas verticales con obstáculos para el choque
   - 1.3 Gradas: Diseño Ejemplo

8.0. DISEÑO DE PARTIDORES

1. PARTIDORES
   - 1.1 Generalidades
   - 1.2 Tipos de Partidores
   - 1.3 Partidores de escurrimiento crítico
   - 1.4 Partidores de resalto o de barrera de sección triangular

9.0. DISEÑO DE AFORADOR PARSHALL

1. CONDUCCION ELEVADA - AFORADOR PARSHALL
   - 1.1 Descripción general

1.2 Propiedades hidráulicas
1.3 Derrame libre
1.4 Derrame sumergido
1.5 Condiciones de la corriente de aproximación
1.6 Medición de descarga
1.7 Determinación aproximada de las descargas sumergidas
1.8 Instalación de las conducciones elevadas
1.9 Elección del tamaño de conducción elevada
1.9.1 Conducción elevada de 4 pies (122 cm)
1.9.2 Conducción elevada de 3 pies (91.5 cm)
1.9.3 Conducción elevada de 2 pies (61 cm)
1.10 Desviación con respecto a las dimensiones normalizadas
1.11 Construcción

2. CONDUCCIÓN ELEVADA DE GARGANTA CORTADA

2.1 General
2.2 Determinación de la descarga en condiciones de derrame libre
2.3 Ejemplo de cálculo de caudal
2.4 Instalación de conducciones elevadas con garganta cortada para funcionamiento en condiciones de derrame libre

10.0. DISEÑO DE BOCATOMAS DE MONTAÑA

1. BOCATOMAS EN RÍOS DE MONTAÑA
1.1 Consideraciones importantes
1.2 Tomas Convencionales
1.3 Ubicación y forma de construcción de la toma
1.4 Reja de entrada
1.5 Desripiador
1.6. Regulación de la creciente
1.7. Calculo del azud – forma del vertedero
2. MOVIMIENTO DE AGUA BAJO LAS PRESAS
3. CALCULO DEL DENTELLÓN AL FINAL DEL ZAMPEADO

11.0. DISEÑO DE PRESAS PEQUEÑAS

1.0 DISEÑO DE CANALES ABIERTOS

CRITERIOS PARA DISEÑO DE CANALES ABIERTOS

1. Generalidades

En un proyecto de riego, la parte correspondiente a su concepción, definido por su planteamiento hidráulico, tiene principal importancia, debido a que es allí donde se determinan las estrategias de funcionamiento del sistema de riego (captación, conducción – canal abierto o a presión -, regulación), por lo tanto, para desarrollar el planteamiento hidráulico del proyecto se tiene que implementar los diseños de la infraestructura identificada en la etapa de campo; canales, obras de arte (acueductos, canoas, alcantarillas, tomas laterales etc.), obras especiales (bocatomas, desarenadores, túneles, sifones, etc) etc.

Para el desarrollo de los diseños de las obras proyectadas, el caudal es un parámetro clave en el dimensionamiento de las mismas y que esta asociado a la disponibilidad del recurso hídrico (hidrología), tipo de suelo, tipo de cultivo, condiciones climáticas, métodos de riego, etc., es decir mediante la conjunción de la relación agua – suelo – planta. De manera que cuando se trata de la planificación de un proyecto de riego, la formación y experiencia del diseñador tiene mucha importancia, destacándose en esta especialidad la ingeniería agrícola.

2. Canales de riego por su función

Los canales de riego por sus diferentes funciones adoptan las siguientes denominaciones:

- **Canal de primer orden.-** Llamado también canal madre o de derivación y se le traza siempre con pendiente mínima, normalmente es usado por un solo lado ya que por el otro lado da con terrenos altos.
- **Canal de segundo orden.-** Llamados también laterales, son aquellos que salen del canal madre y el caudal que ingresa a ellos, es repartido hacia los sub – laterales, el área de riego que sirve un lateral se conoce como unidad de riego.
- **Canal de tercer orden.-** Llamados también sub – laterales y nacen de los canales laterales, el caudal que ingresa a ellos es repartido hacia las propiedades individuales a través de las tomas del solar, el área de riego que sirve un sub – lateral se conoce como unidad de rotación.

De lo anterior de deduce que varias unidades de rotación constituyen una unidad de riego, y varias unidades de riego constituyen un sistema de riego, este sistema adopta el nombre o codificación del canal madre o de primer orden.

3. Elementos básicos en el diseño de canales

Se consideran elementos; topográficos, geológicos, geotécnicos, hidrológicos, hidráulicos, ambientales, agrológicos, entre otros.

3.1 Trazo de canales

Cuando se trata de trazar un canal o un sistema de canales es necesario recolectar la siguiente información básica:

- Fotografías aéreas, imágenes satelitales, para localizar los poblados, caseríos, áreas de cultivo, vías de comunicación, etc.
- Planos topográficos y catastrales.
- Estudios geológicos, salinidad, suelos y demás información que pueda conjugarse en el trazo de canales.

Una vez obtenido los datos precisos, se procede a trabajar en gabinete dando un trazo preliminar, el cual se replantea en campo, donde se hacen los ajustes necesarios, obteniéndose finalmente el trazo definitivo.

En el caso de no existir información topográfica básica se procede a levantar el relieve del canal, procediendo con los siguientes pasos:

a. Reconocimiento del terreno.- Se recorre la zona, anotándose todos los detalles que influyen en la determinación de un eje probable de trazo, determinándose el punto inicial y el punto final (georreferenciados).

b. Trazo preliminar.- Se procede a levantar la zona con una brigada topográfica, clavando en el terreno las estacas de la poligonal preliminar y luego el levantamiento con teodolito, posteriormente a este levantamiento se nivelará la poligonal y se hará el levantamiento de secciones transversales, estas secciones se harán de acuerdo a criterio, si es un terreno con una alta distorsión de relieve, la sección se hace a cada 5 m, si el terreno no muestra muchas variaciones y es uniforme la sección es máximo a cada 20 m.

c. Trazo definitivo.- Con los datos de (b) se procede al trazo definitivo, teniendo en cuenta la escala del plano, la cual depende básicamente de la topografía de la zona y de la precisión que se desea:

- Terrenos con pendiente transversal mayor a 25%, se recomienda escala de 1:500.
- Terrenos con pendiente transversal menor a 25%, se recomienda escalas de 1:1000 a 1:2000.

3.2 Radios mínimos en canales

En el diseño de canales, el cambio brusco de dirección se sustituye por una curva cuyo radio no debe ser muy grande, y debe escogerse un radio mínimo, dado que al trazar curvas con

radios mayores al mínimo no significa ningún ahorro de energía, es decir la curva no será hidráulicamente más eficiente, en cambio sí será más costoso al darle una mayor longitud o mayor desarrollo.

Las siguientes tablas indican radios mínimos según el autor o la fuente:

Tabla Nº 01 - Radio mínimo en función al caudal

Capacidad del canal	Radio mínimo
Hasta 10 m3/s	3 * ancho de la base
De 10 a 14 m3/s	4 * ancho de la base
De 14 a 17 m3/s	5 * ancho de la base
De 17 a 20 m3/s	6 * ancho de la base
De 20 m3/s a mayor	7 * ancho de la base
Los radios mínimos deben ser redondeados hasta el próximo metro superior	

Fuente: "International Institute For Land Reclamation And Improvement" ILRI, Principios y Aplicaciones del Drenaje, Tomo IV, Wageningen The Netherlands 1978.

Tabla Nº 02 - Radio mínimo en canales abiertos para Q < 20 m^3/s

Capacidad del canal	Radio mínimo
20 m^3/s	100 m
15 m^3/s	80 m
10 m^3/s	60 m
5 m^3/s	20 m
1 m^3/s	10 m
0,5 m^3/s	5 m

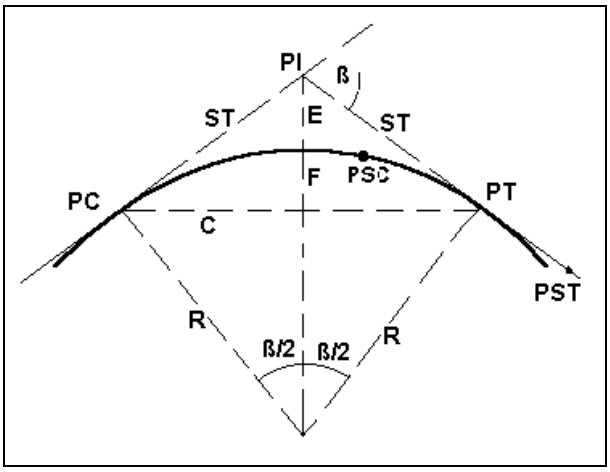
Fuente: Ministerio de Agricultura y Alimentación, Boletín Técnico Nº 7 "Consideraciones Generales sobre Canales Trapezoidales" Lima 1978.

Tabla Nº-03 -. Radio mínimo en canales abiertos en función del espejo de agua

Canal de riego		Canal de drenaje	
Tipo	***Radio***	***Tipo***	***Radio***
Sub – canal	4T	Colector principal	5T
Lateral	3T	Colector	5T
Sub – lateral	3T	Sub – colector	5T
Siendo T el ancho superior del espejo de agua			

Fuente: Salzgitter Consult GMBH "Planificación de Canales, Zona Piloto Ferreñafe" Tomo II/ 1- Proyecto Tinajones – Chiclayo 1984.

3.3 Elementos de una curva



A	=	Arco, es la longitud de curva medida en cuerdas de 20 m
C	=	Cuerda larga, es la cuerda que sub – tiende la curva desde PC hasta PT.
ß	=	Angulo de deflexión, formado en el PI.
E	=	External, es la distancia de PI a la curva medida en la bisectriz.
F	=	Flecha, es la longitud de la perpendicular bajada del punto medio de la curva a la cuerda larga.
G	=	Grado, es el ángulo central.
LC	=	Longitud de curva que une PC con PT.
PC	=	Principio de una curva.
PI	=	Punto de inflexión.
PT	=	Punto de tangente.
PSC	=	Punto sobre curva.
PST	=	Punto sobre tangente.
R	=	Radio de la curva.
ST	=	Sub tangente, distancia del PC al PI.

3.4 Rasante de un canal

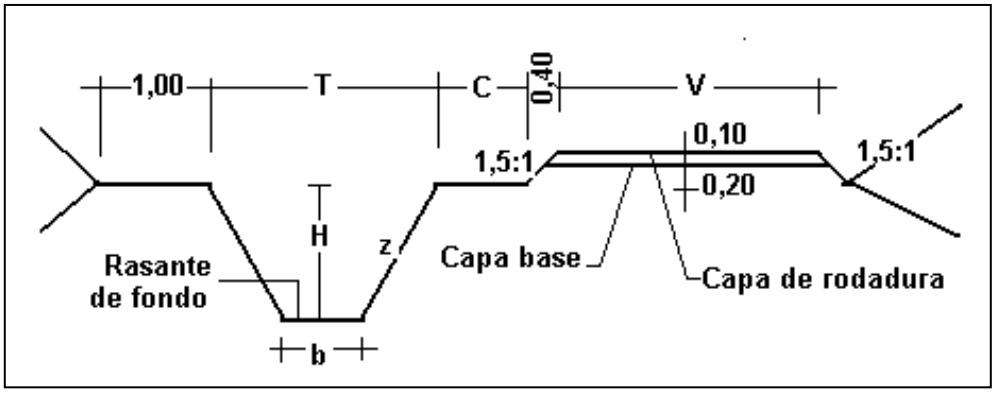
Una vez definido el trazo del canal, se proceden a dibujar el perfil longitudinal de dicho trazo, las escalas más usuales son de 1:1000 ó 1:2000 para el sentido horizontal y 1:100 ó 1:200 para el sentido vertical, normalmente la relación entre la escala horizontal y vertical es de 1 a 10. El procesamiento de la información y dibujo se puede efectuar empleando el software AUTOCAD CIVIL 3D (AUTOCAD clásico, AUTOCAD LAND, AUTOCAD MAP o AUTOCAD CIVIL).

Para el diseño de la rasante se debe tener en cuenta:

- La rasante se debe trabajar sobre la base de una copia del perfil longitudinal del trazo
- Tener en cuenta los puntos de captación cuando se trate de un canal de riego y los puntos de confluencia si es un dren u obra de arte.

- La pendiente de la rasante de fondo, debe ser en lo posible igual a la pendiente natural promedio del terreno (optimizar el movimiento de tierras), cuando esta no es posible debido a fuertes pendientes, se proyectan caídas o saltos de agua.
- Para definir la rasante del fondo se prueba con el caudal especificado y diferentes cajas hidráulicas, chequeando la velocidad obtenida en relación con el tipo de revestimiento a proyectar o si va ser en lecho natural, también se tiene la máxima eficiencia o mínima infiltración.
- El plano final del perfil longitudinal de un canal, debe presentar como mínimo la siguiente información.
  - ✓ Kilometraje
  - ✓ Cota de terreno
  - ✓ BMs (cada 500 ó 1000 m)
  - ✓ Cota de rasante
  - ✓ Pendiente
  - ✓ Indicación de las deflexiones del trazo con los elementos de curva
  - ✓ Ubicación de las obras de arte
  - ✓ Sección o secciones hidráulicas del canal, indicando su kilometraje
  - ✓ Tipo de suelo
  - ✓ Cuadro con elementos geométricos e hidráulicos del diseño

Sección típica de un canal



Donde:

T = Ancho superior del canal

b = Plantilla

z = Valor horizontal de la inclinación del talud

C = Berma del camino, puede ser: 0,5; 0,75; 1,00 m., según el canal sea de tercer, segundo o primer orden respectivamente.

V = Ancho del camino de vigilancia, puede ser: 3; 4 y 6 m., según el canal sea de tercer, segundo o primer orden respectivamente.

H = Altura de caja o profundidad de rasante del canal.

En algunos casos el camino de vigilancia puede ir en ambos márgenes, según las necesidades del canal, igualmente la capa de rodadura de 0,10 m. a veces no será necesaria, dependiendo de la intensidad del tráfico.

3.5 Sección Hidráulica Optima

Determinación de Máxima Eficiencia Hidráulica

Se dice que un canal es de máxima eficiencia hidráulica cuando para la misma área y pendiente conduce el mayor caudal posible, ésta condición está referida a un perímetro húmedo mínimo, la ecuación que determina la sección de máxima eficiencia hidráulica es:

$$\frac{b}{y} = 2 * \mathrm{tg}\left(\frac{\theta}{2}\right)$$

Siendo θ el ángulo que forma el talud con la horizontal, arctan (1/z), **b** plantilla del canal y ***y*** *tirante o altura de agua.*

Determinación de Mínima Infiltración

Se aplica cuando se quiere obtener la menor pérdida posible de agua por infiltración en canales de tierra, esta condición depende del tipo de suelo y del tirante del canal, la ecuación que determina la mínima infiltración es:

La siguiente tabla presenta estas condiciones, además del promedio el cual se recomienda.

$$\frac{b}{y} = 4 * \mathrm{tg}\left(\frac{\theta}{2}\right)$$

Tabla Nº 04 -. Relación plantilla vs tirante para, máxima eficiencia, mínima infiltración y el promedio de ambas.

Talud	Angulo	Máxima Eficiencia	Mínima Infiltración	Promedio
Vertical	90°00´	2.0000	4.0000	3.0000
1 / 4 : 1	75°58´	1.5616	3.1231	2.3423
1 / 2 : 1	63°26´	1.2361	2.4721	1.8541
4 / 7 : 1	60°15´	1.1606	2.3213	1.7410
3 / 4 : 1	53°08´	1.0000	2.0000	1.5000
1:1	45°00´	0.8284	1.6569	1.2426
1 ¼ : 1	38°40´	0.7016	1.4031	1.0523
1 ½ : 1	33°41´	0.6056	1.2111	0.9083
2 : 1	26°34´	0.4721	0.9443	0.7082
3 : 1	18°26´	0.3246	0.6491	0.4868

De todas las secciones trapezoidales, la más eficiente es aquella donde el ángulo a que forma el talud con la horizontal es 60°, además para cualquier sección de máxima eficiencia debe cumplirse: R = y/2

Donde:

R = Radio hidráulico
y = Tirante del canal

No siempre se puede diseñar de acuerdo a las condiciones mencionadas, al final se imponen una serie de circunstancias locales que imponen un diseño propio para cada situación.

3.6 Diseño de secciones hidráulicas

Se debe tener en cuenta ciertos factores, tales como: tipo de material del cuerpo del canal, coeficiente de rugosidad, velocidad máxima y mínima permitida, pendiente del canal, taludes, etc.

La ecuación más utilizada es la de Manning o Strickler, y su expresión es:

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

Donde:
Q = Caudal (m^3/s)
n = Rugosidad
A = Área (m^2)
R = Radio hidráulico = Área de la sección húmeda / Perímetro húmedo
En la tabla Nº 6, se muestran las secciones más utilizadas.

<u>Criterios de diseño</u>

Se tienen diferentes factores que se consideran en el diseño de canales, los cuales tendrán en cuenta: el caudal a conducir, factores geométricos e hidráulicos de la sección, materiales de revestimiento, la topografía existente, la geología y geotecnia de la zona, los materiales disponibles en la zona o en el mercado más cercano, costos de materiales, disponibilidad de mano de obra calificada, tecnología actual, optimización económica, socioeconomía de los beneficiarios, climatología, altitud, etc. Si se tiene en cuenta todos estos factores, se llegará a una solución técnica y económica más conveniente.

a) Rugosidad.- Esta depende del cauce y el talud, dado a las paredes laterales del mismo, vegetación, irregularidad y trazado del canal, radio hidráulico y obstrucciones en el canal, generalmente cuando se diseña canales en tierra se supone que el canal está recientemente abierto, limpio y con un trazado uniforme, sin embargo el valor de rugosidad inicialmente asumido difícilmente se conservará con el tiempo, lo que quiere decir que en la práctica constantemente se hará frente a un continuo cambio de la rugosidad.

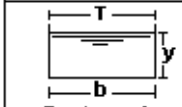
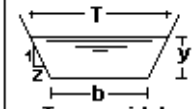
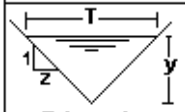
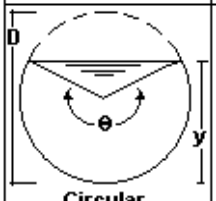
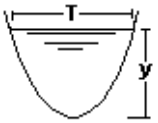
En canales proyectados con revestimiento, la rugosidad es función del material usado, que puede ser de concreto, geomanta, tubería PVC ó HDP ó metálica, o si van a trabajar a presión atmosférica o presurizados.

La siguiente tabla nos da valores de "n" estimados, estos valores pueden ser refutados con investigaciones y manuales, sin embargo no dejan de ser una referencia para el diseño:

Tabla Nº 5 - Valores de rugosidad "n" de Manning

n	Superficie
0.010	Muy lisa, vidrio, plástico, cobre.
0.011	Concreto muy liso.
0.013	Madera suave, metal, concreto frotachado.
0.017	Canales de tierra en buenas condiciones.
0.020	Canales naturales de tierra, libres de vegetación.
0.025	Canales naturales con alguna vegetación y piedras esparcidas en el fondo
0.035	Canales naturales con abundante vegetación.
0.040	Arroyos de montaña con muchas piedras.

Tabla Nº 6 - Relaciones geométricas de las secciones transversales más frecuentes

Sección	Area hidráulica A	Perímetro mojado P	Radio hidráulico R	Espejo de agua T
 Rectangular	by	$b+2y$	$\frac{by}{b+2y}$	b
 Trapezoidal	$(b+zy)y$	$b+2y\sqrt{1+z^2}$	$\frac{(b+zy)y}{b+2y\sqrt{1+z^2}}$	$b+2zy$
 Triangular	zy^2	$2y\sqrt{1+z^2}$	$\frac{zy}{2\sqrt{1+z^2}}$	$2zy$
 Circular	$\frac{(\theta-\text{sen}\theta)D^2}{8}$	$\frac{\theta D}{2}$	$(1-\frac{\text{sen}\theta}{\theta})\frac{D}{4}$	$(\text{sen}\frac{\theta}{2})D$ ó $2\sqrt{y(D-y)}$
 Parabólica	$2/3\ Ty$	$T+\frac{8y^2}{3T}$	$\frac{2T^2y}{3T+8y^2}$	$\frac{3A}{2y}$

b) Talud apropiado según el tipo de material.- La inclinación de las paredes laterales de un canal, depende de varios factores pero en especial de la clase de terreno donde están alojados, la U.S. BUREAU OF RECLAMATION recomienda un talud único de 1,5:1 para sus canales, a continuación se presenta un cuadro de taludes apropiados para distintos tipos de material:

Tabla Nº 7 - Taludes apropiados para distintos tipos de material

MATERIAL	TALUD (h : v)
Roca	Prácticamente vertical
Suelos de turba y detritos	0.25 : 1
Arcilla compacta o tierra con recubrimiento de concreto	0.5 : 1 hasta 1:1
Tierra con recubrimiento de piedra o tierra en grandes canales	1:1
Arcilla firma o tierra en canales pequeños	1.5 : 1
Tierra arenosa suelta	2:1
Greda arenosa o arcilla porosa	3:1

Fuente: Aguirre Pe, Julián, "Hidráulica de canales", Dentro Interamericano de Desarrollo de Aguas y Tierras – CIDIAT, Merida, Venezuela, 1974

Tabla Nº 8 - Pendientes laterales en canales según tipo de suelo

MATERIAL	CANALES POCO PROFUNDOS	CANALES PROFUNDOS
Roca en buenas condiciones	Vertical	0.25 : 1
Arcillas compactas o conglomerados	0.5 : 1	1 : 1
Limos arcillosos	1 : 1	1.5 : 1
Limos arenosos	1.5 : 1	2 : 1
Arenas sueltas	2 : 1	3 : 1
Concreto	1 : 1	1.5 : 1

Fuente: Aguirre Pe, Julián, "Hidráulica de canales", Dentro Interamericano de Desarrollo de Aguas y Tierras – CIDIAT, Merida, Venezuela, 1974

c) Velocidades máxima y mínima permisible.- La velocidad mínima permisible es aquella velocidad que no permite sedimentación, este valor es muy variable y no puede ser determinado con exactitud, cuando el agua fluye sin limo este valor carece de importancia, pero la baja velocidad favorece el crecimiento de las plantas, en canales de tierra. El valor de 0.8 m/seg se considera como la velocidad apropiada que no permite sedimentación y además impide el crecimiento de plantas en el canal.

La velocidad máxima permisible, algo bastante complejo y generalmente se estima empleando la experiencia local o el juicio del ingeniero; las siguientes tablas nos dan valores sugeridos.

Tabla Nº - 9. Máxima velocidad permitida en canales no recubiertos de vegetación

MATERIAL DE LA CAJA DEL CANAL	"n" Manning	Velocidad (m/s)		
		Agua limpia	*Agua con partículas coloidales*	*Agua transportando arena, grava o fragmentos*
Arena fina coloidal	0.020	1.45	0.75	0.45
Franco arenoso no coloidal	0.020	0.53	0.75	0.60
Franco limoso no coloidal	0.020	0.60	0.90	0.60
Limos aluviales no coloidales	0.020	0.60	1.05	0.60
Franco consistente normal	0.020	0.75	1.05	0.68
Ceniza volcánica	0.020	0.75	1.05	0.60
Arcilla consistente muy coloidal	0.025	1.13	1.50	0.90
Limo aluvial coloidal	0.025	1.13	1.50	0.90
Pizarra y capas duras	0.025	1.80	1.80	1.50
Grava fina	0.020	0.75	1.50	1.13
Suelo franco clasificado no coloidal	0.030	1.13	1.50	0.90
Suelo franco clasificado coloidal	0.030	1.20	1.65	1.50
Grava gruesa no coloidal	0.025	1.20	1.80	1.95
Gravas y guijarros	0.035	1.80	1.80	1.50

Fuente: Krochin Sviatoslav. "Diseño Hidráulico", Ed. MIR, Moscú, 1978

Para velocidades máximas, en general, los canales viejos soportan mayores velocidades que los nuevos; además un canal profundo conducirá el agua a mayores velocidades sin erosión, que otros menos profundos.

Tabla Nº -10 -. Velocidades máximas en hormigón en función de su resistencia.

RESISTENCIA, (kg/cm2)	PROFUNDIDAD DEL TIRANTE (m)				
	0.5	***1***	***3***	***5***	***10***
50	9.6	10.6	12.3	13.0	14.1
75	11.2	12.4	14.3	15.2	16.4
100	12.7	13.8	16.0	17.0	18.3
150	14.0	15.6	18.0	19.1	20.6
200	15.6	17.3	20.0	21.2	22.9

Fuente: Krochin Sviatoslav. "Diseño Hidráulico", Ed. MIR, Moscú, 1978

La Tabla Nº 10, da valores de velocidad admisibles altos, sin embargo la U.S. BUREAU OF RECLAMATION, recomienda que para el caso de revestimiento de canales de hormigón no armado, las velocidades no deben exceder de 2.5 – 3.0 m/seg. Para evitar la posibilidad de que el revestimiento se levante.

Cuando se tenga que proyectar tomas laterales u obras de alivio lateral, se debe tener en cuenta que las velocidades tienen que ser previamente controladas (pozas de regulación), con la finalidad que no se produzca turbulencias que originen perturbaciones y no puedan cumplir con su objetivo.

d) Borde libre.- Es el espacio entre la cota de la corona y la superficie del agua, no existe ninguna regla fija que se pueda aceptar universalmente para el cálculo del borde libre, debido a que las fluctuaciones de la superficie del agua en un canal, se puede originar por causas incontrolables.

La U.S. BUREAU OF RECLAMATION recomienda estimar el borde libre con la siguiente fórmula:
Donde:

$$BordeLibre = \sqrt{CY}$$

Borde libre: en pies

C = 1.5 para caudales menores a 20 pies3 / seg., y hasta 2.5 para caudales del orden de los 3000 pies3/seg.

Y = Tirante del canal en pies

La secretaría de Recursos Hidráulicos de México, recomienda los siguientes valores en función del caudal:

Tabla Nº 11 -. Borde libre en función del caudal

Caudal m3/seg	Revestido (cm)	Sin revestir (cm)
≤ 0.05	7.5	10.0
0.05 – 0.25	10.00	20.0
0.25 – 0.50	20.0	40.0
0.50 – 1.00	25.0	50.0

> 1.00	30.0	60.0

Fuente: Ministerio de Agricultura y Alimentación, Boletín Técnico N- 7 "Consideraciones Generales sobre Canales Trapezoidales" Lima 1978

Máximo Villón Béjar, sugiere valores en función de la plantilla del canal:

Tabla Nº -12 -. Borde libre en función de la plantilla del canal

Ancho de la plantilla (m)	Borde libre (m)
Hasta 0.8	0.4
0.8 – 1.5	0.5
1.5 – 3.0	0.6
3.0 – 20.0	1.0

Fuente: Villón Béjar, Máximo; "Hidráulica de canales", Dpto. De Ingeniería Agrícola – Instituto Tecnológico de Costa Rica, Editorial Hozlo, Lima, 1981

3.7 Criterios de espesor de revestimiento

No existe una regla general para definir los espesores del revestimiento de concreto, sin embargo según la experiencia acumulada en la construcción de canales en el país, se puede usar un espesor de 5 a 7.7 cm para canales pequeños y medianos, y 10 a 15 cm para canales medianos y grandes, siempre que estos se diseñen sin armadura.

En el caso particular que se quiera proyectar un revestimiento con geomembranas, se tiene que tener en cuenta las siguientes consideraciones:

- Para canales pequeños se debe usar geomembrana de PVC y para canales grandes geomembrana de polietileno - HDP.
- Los espesores de la geomembrana, varían entre 1 a 1.5 mm
- Si el canal se ubica en zonas en donde puede ser vigilado permanentemente, por lo tanto no puede ser afectada la membrana.
- Características y cuidado en la actividades de operación y mantenimiento
- Técnica y cuidados de instalación de la geomembrana
- El grupo social a servir tiene que capacitado para el manejo de dicho tipo de revestimiento.
- También se puede usar asociada la geomembrana con un revestimiento de concreto; la geomembrana actúa como elemento impermeabilizante (el concreto se deteriora con las bajas temperaturas) y el concreto como elemento de protección, sobre todo cuando se trata de obras ubicadas por encima de los 4, 000 m.s.n.m. o zonas desoladas.

2.0 DISEÑO DE SIFON

Diseño hidráulico del sifón invertido

1. TEORIA DEL SIFON INVERTIDO

Para cruzar una depresión, se debe recurrir a una estructura de cruce, en cada caso se escoge la solución mas conveniente para tener un funcionamiento hidráulico correcto, la menor pérdida de carga posible y la mayor economía factible. Los cuales pueden ser:

- Puente canal
- Sifón invertido
- Alcantarilla

1.1 Elección del tipo de estructura

- Cuando el nivel del agua es menor que la rasante del obstáculo, se puede utilizar una **alcantarilla**.
- Cuando el nivel de la superficie libre del agua es mayor que la rasante del obstáculo, se puede utilizar como estructura de cruce; un **puente canal** o un **sifón invertido** o la combinación de ambos.
- El **puente canal** se utilizará cuando la diferencia de niveles entre la rasante del canal y la rasante de la quebrada o río, permita un espacio libre, suficiente para lograr el paso del agua.
- El **sifón invertido** se utilizará si el nivel de la superficie libre del agua es mayor que la rasante del obstáculo.

1.2 Concepto de acueducto

El puente canal es una estructura utilizada para conducir el agua de un canal, logrando atravesar una depresión. Esta formado por un puente y un conducto, el conducto puede ser de concreto, acero, madera u otro material resistente, donde el agua escurre por efectos de la gravedad.

1.3 Concepto de sifón invertido

Los sifones invertidos son conductos cerrados que trabajan a presión, se utilizan para conducir el agua en el cruce de un canal con una depresión topográfica o quebrada, también para pasar por debajo de un camino, una vía de ferrocarril, un dren o incluso otro canal.

1.4 Criterios de Diseño

- Las dimensiones del tubo se determinan satisfaciendo los requerimientos de cobertura, pendiente del tubo, ángulos de doblados y sumergencia de la entrada y salida.
- En aquellos sifones que cruzan caminos principales o debajo de drenes, se requiere un mínimo de 0.90 m de cobertura y cuando cruzan caminos parcelarios o canales d riego

sin revestir, es suficiente 0.6 m. Si el sifón cruza un canal revestido se considera suficiente 0.30 m de cobertura.

- En el caso particular del cruce con una quebrada o río de régimen caudaloso, deberá hacerse un estudio de profundidad de socavación para definir la profundidad en la que deberá cruzar o enterrar la estructura de forma segura sin que esta sea afectada.
- La pendiente de los tubos doblados, no debe ser mayor a 2:1 y la pendiente mínima del tubo horizontal debe ser 5 o/oo. Se recomienda transición de concreto a la entrada y salida cuando el sifón cruce caminos principales en sifones con ∅ mayor o igual a 36' y para velocidades en el tubo mayores a 1 m/s.
- Con la finalidad de evitar desbordes agua arriba del sifón debido a la ocurrencia fortuita de caudales mayores al de diseño, se recomienda aumentar en un 50% o 0.30 m como máximo al borde libre del canal en una longitud mínima de 15 m a partir de la estructura.
- Con la finalidad de determinar el diámetro del tubo en sifones relativamente cortos con transiciones de tierras, tanto a la entrada como a la salida, se puede usar una velocidad de 1 m^3/s, en sifones con transiciones de concreto igualmente cortos se puede usar 1.5 m/s y entre 3 a 2.5 m/s en sifones largos con transiciones de concreto cono sin control en la entrada.
- Las pérdidas de carga por entrada y salida para las transiciones tipo "Cubierta Partida", se pueden calcular rápidamente con los valores 0.4 y 0.65 hv respectivamente (Ver. Fig. 2.15) o con lo manifestando en los ítems 2.4 y 2.5.
- A fin de evitar remansos aguas arriba, las pérdidas totales computadas se incrementan en 10%.
- En el diseño de la transición de entrada se recomienda que la parte superior de la abertura del sifón, esté ligeramente debajo de la superficie normal del agua, esta profundidad de sumergencia es conocida como sello de agua y en el diseño se toma 1.5 veces la carga de velocidad del sifón o 1.1 como mínimo o también 3".
- En la salida la sumergencia no debe exceder al valor Hte/6.
- En sifones relativamente largos, se proyectan estructuras de alivio para permitir un drenaje del tubo para su inspección y mantenimiento.
- En sifones largos bajo ciertas condiciones de entrada puede no sellarse ya sea que el sifón opere a flujo parcial o a flujo lleno, con un coeficiente de fricción menor que el sumido en el diseño, por esta razón se recomienda usar n = 0.008 cuando se calcula las pérdidas de energía.
- Con la finalidad de evitar la cavitación a veces se ubica ventanas de aireación en lugares donde el aire podría acumularse.
- Con respecto a las pérdidas de carga totales, se recomienda la condición de que estas sean iguales o menores a 0.30 m.

- Cuando el sifón cruza debajo de una quebrada, es necesario conocer el gasto máximo de la creciente.
- Se debe considerar un aliviadero de demasías y un canal de descarga inmediatamente aguas arriba de la transición de ingreso.
- Se recomienda incluir una tubería de aeración después de la transición de ingreso
- Se debe analizar la necesidad de incluir válvulas rompe presión en el desarrollo de la conducción a fin de evitar el golpe de ariete, que podría hacer colapsar la tubería (solo para grandes caudales).
- Se debe tener en cuenta los criterios de rugosidad de Manning para el diseño hidráulico
- Se debe tener en cuenta los criterios de sumergencia (tubería ahogada) a la entrada y salida del sifón, a fin de evitar el ingreso de aire a la tubería.

1.5 Cálculo hidráulico de un sifón

Para que cumpla su función el diseño del sifón, se debe de proceder como sigue:

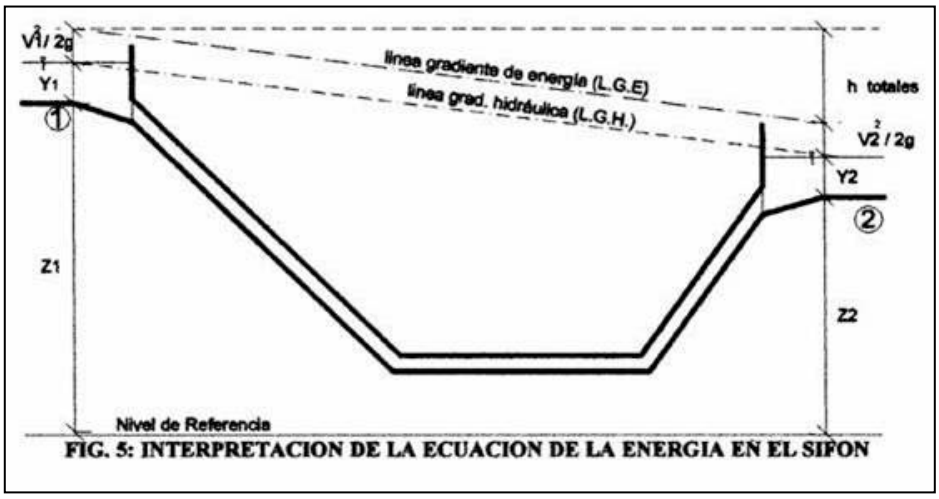


FIG. 5: INTERPRETACION DE LA ECUACION DE LA ENERGIA EN EL SIFON

Analizaremos en las posiciones 1 y 2, para lo cual aplicamos la ecuación de energía especifica:

$$E_i = z_i + y_i + \frac{v_i^2}{2g}$$

Donde:

Z_i: carga de posición

Z_i: carga de presi6n

V_i^2 /2g: carga de velocidad (g =9.81 m/s2)

ΔH: carga hidráulica

$$\Delta H = E_1 - E_2 = (z_1 + y_1 + \frac{v_1^2}{2g}) - (z_2 + y_2 + \frac{v_2^2}{2g})$$

Se debe de cumplir que la AH debe de ser mayor a la suma de todas las pérdidas que se generen en el sifón. Esto se demostrará en el cálculo del siguiente capítulo.

1.5.1 Partes de un sifón invertido

Los sifones invertidos, constan de las siguientes partes:

a. Transiciones de entrada y salida

Como en la mayoría de los casos, la sección del canal es diferente a la adoptada en el conducto o barril, es necesario construir una transición de entrada y otra de salida para pasar gradualmente de la primera a la segunda.

En el diseño de una transición de entrada y salida es generalmente aconsejable tener la abertura de la parte superior del sifón un poco más abajo de la superficie normal del agua. Esta práctica hace mínima la posible reducción de la capacidad del sifón causada por la introducción del aire. La profundidad de sumergencia de la abertura superior del sifón se recomienda que este comprendida entre un mínimo de 1.1 h_v y un máximo de 1.5 h_v.

hh = carga de velocidad =v^2/2g

Donde:

v: velocidad en el canal (m/s)

g: aceleración gravedad (9.81 m/s)

b. Rejilla de entrada y Salida

La rejilla de entrada se acostumbra hacerla con varillas de 3/8" de diámetro o varillas cuadradas de 0.95 x 0.95 cm^2 (3/8" x 3/8") colocados a cada 10 cm, y soldadas a un marco de 2.54 x 1.27cm^2 (1" x 1/2"). Su objeto de la rejilla de entrada es el impedir o disminuir la entrada al conducto de basuras y objetos extraños que impidan el funcionamiento correcto del conducto y la rejilla de salida para evitar el ingreso de objetos extraños o personas.

c. Tuberías de presión:

Son tuberías que transportan agua bajo presión. Para que los costos de mantenimiento sean bajos hay que colocar soportes y los anclajes de la tubería en pendientes estables y encontrar buenos cimientos. No deber haber peligro de erosión por desprendimiento de laderas, pero si acceso seguro para hacer mantenimiento y reparación.

c.1 Material usado para tubería de presión:

El acero comercial fue fabricado con plancha de acero roladas y soldada. En general las tuberías de acero que están protegidas por una capa de pintura u otra capa de protección pueden durar hasta 20 años. Además, son efectivas en resistencia a impactos pero son pesadas, se unen mediante bridas, soldadura o juntas metálicas. Evitar enterrar las tuberías de presión debido a que corren el riesgo de corroerse.

c.2 Velocidades en el conducto

Las velocidades de diseño en sifones grandes es de 2.5 - 3.5 m/s, mientras que en sifones pequeños es de 1.6 m/s. Un sifón se considera largo, cuando su longitud es mayor que 500 veces el diámetro.

d. Funcionamiento del sifón

El sifón siempre funciona a presión, por lo tanto, debe estar ahogado a la entrada y a la salida. Aplicamos Energía en 1 y 2:

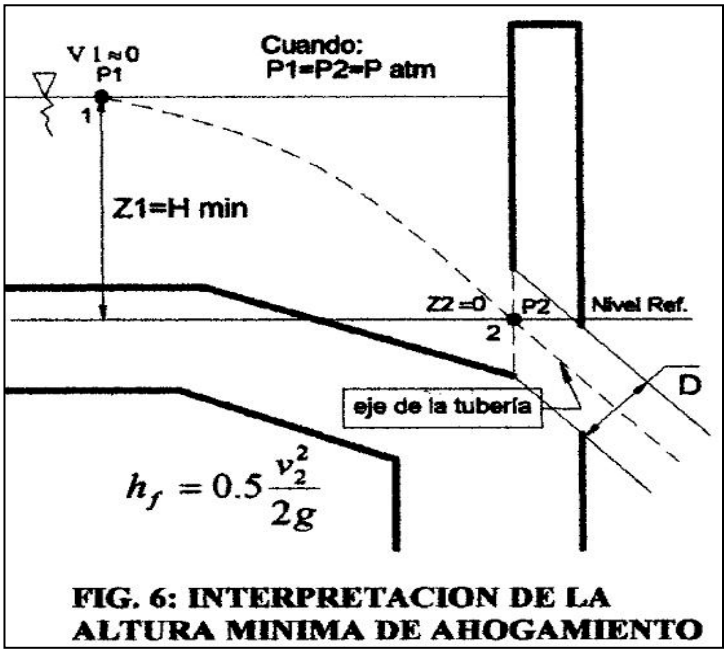


FIG. 6: INTERPRETACION DE LA ALTURA MINIMA DE AHOGAMIENTO

$$z_1 + \frac{P_1}{\gamma} + \frac{v_1^2}{2g} = z_2 + \frac{P_2}{\gamma} + \frac{v_2^2}{2g} + h_f$$

$$H_{min} + \frac{P_1}{\gamma} = \frac{P_2}{\gamma} + \frac{v_2^2}{2g} + 0.5\frac{v_2^2}{2g}$$

$$H_{min} = \frac{3}{2}\frac{v_2^2}{2g}$$

Otras formulas usada es:

$$H_{min} = 0.3.v_t\sqrt{D}$$

Polikouski y Perelman

$$H_{min} = 0.5D(\frac{v_t}{\sqrt{D}}.)^{0.55}$$

Donde:

v_t: velocidad media en la tubería (m/s)

D: diámetro de la tubería de acero (m)

El sifón funciona por diferencia de cargas, esta diferencia de cargas debe absorber todas las pérdidas en el sifón. La diferencia de carga AZ debe ser mayor a las pérdidas totales.

e. Válvula de purga de agua y lodos

Se coloca en la parte más baja de los barriles, permite evacuar el agua que se quede almacenada en el conducto cuando se para el sifón o para desalojar lodos. Para su limpieza o reparación, y consistirá en válvulas de compuerta deslizante de las dimensiones que se estime conveniente de acuerdo con el caudal a desalojar.

2 DISENO HIDRAULICO DEL SIFON

2.1 Ejemplo de diseño 1

Con la información topográfica de las curvas de nivel y el perfil del terreno en el sitio de la obra, se traza el sifón y se procede a diseñar la forma y dimensiones de la sección del conducto mas económica y conveniente, esto se obtiene después de hacer varios tanteos, tomando en cuenta las pérdidas de carga que han de presentarse.

Las dimensiones de la sección transversal del conducto dependen del caudal que debe pasar y de la velocidad. En sifones grandes se considera una velocidad conveniente de agua en el barril de 2.5 - 3.5 m/s que evita el deposito de azolves en el fondo del conducto y que no es tan grande que pueda producir la erosión del material de los barriles.

Cuando por las condiciones del problema, no sea posible dar el desnivel que por estas limitaciones resulten, se pueden reducir las pérdidas, disminuyendo prudentemente la velocidad del agua, teniendo en cuenta que con esto se aumenta el peligro de azolvamiento del sifón, por lo que habrá necesidad de mejorar las facilidades para limpiar el interior del barril.

El sifón funciona por diferencia de cargas, esta diferencia de cargas debe absorber todas las pérdidas en el sifón. La diferencia de cargas AZ debe ser mayor que las pérdidas totales. Para el sifón particularmente que analizamos, las secciones del canal a la entrada y salida son rectangulares y de las mismas dimensiones, además de la misma pendiente 0.002, en consecuencia tendrá el mismo tirante y velocidad.

$$\Delta H = E_1 - E_2 = z_1 - z_2 = 3487.342 - 3478.76 = 8.582m$$

2.1.1 Cálculo del diámetro de la tubería

Para encontrar el conducto mas adecuado económicamente y técnicamente, se determinaron sus dimensiones en función de la descarga que pasará y de la velocidad que resulta. Consideremos una velocidad de 3.6 m/s que este próximo al intervalo entre 2.5 y 3.5 m/s que nos evita el depósito de lodo o basura en el fondo del conducto y que no sea tan grande que pueda producir erosión en la tubería, con este valor conseguiremos su diámetro, y despejando de la ecuación de continuidad:

$$D = \sqrt{\frac{4xQ}{V\pi}} = \sqrt{\frac{4x1.25\frac{m^3}{s}}{3.6\frac{m}{s}\pi}} = 0.66m$$

Por lo que asumiremos la tubería de Ø=26" cuyas características hidráulicas serán:

Su Área hidráulica será:

$$A = \frac{0.6604^2 m^2}{4}\pi = 0.3425 \text{ m}^2$$

Su perímetro mojado:

$$P = 0.6604\pi = 2.0747 \text{ m}$$

Su radio hidráulico:

$$R = \frac{A}{P} = \frac{0.3425m^2}{2.0747m} = 0.1651 \text{ m}$$

De la ecuación de continuidad, la velocidad dentro de la tubería de acero será:

$$v_t = \frac{1.25\frac{m^3}{s}}{0.3425m^2} = 3.6492 \text{ m/s}$$

Su número de Reynolds

$$\text{Re} = \frac{v_t D}{\gamma_{agua}} = \frac{3.6492\frac{m}{s} * 0.6604m}{10^{-6}\frac{m^2}{s}} = 2.409 * 10^6$$

Se trata de un régimen de flujo turbulento pero aun es aceptable la velocidad.
Además, a la entrada y salida de la tubería de presión, la velocidad con la que discurre y el tipo de flujo por el canal rectangular, de dimensiones 13m de solera y un 0.74m de tirante, será:

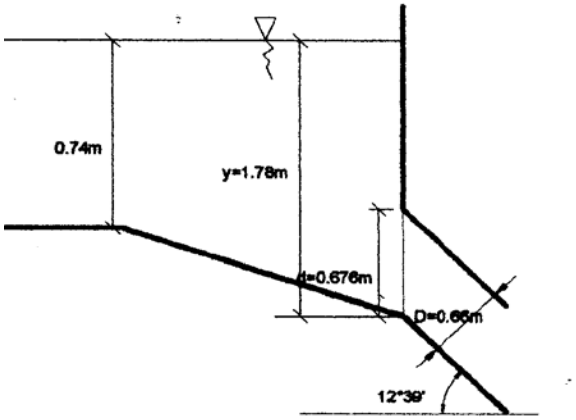
$$v_{cr} = \frac{Q}{A_{cr}} = \frac{1.25\frac{m^3}{s}}{1.3mx0.74m} = 1.299\frac{m}{s} \qquad Fr = \frac{v_{cr}}{\sqrt{gy}} = \frac{1.299\frac{m}{s}}{\sqrt{9.81\frac{m}{s^2}0.74m}} = 0.48....flujo.subcrítico$$

Donde:

V_{cr} = Velocidad en el canal rectangular

A_{cr} = Área mojada del canal rectangular

FIG. 11: CAMARA DE ENTRADA DEL SIFON



La altura mínima de ahogamiento a la entrada

- $H_{min} = \frac{3}{2}\left(\frac{3.6492^2\left(\frac{m}{s}\right)^2}{2*9.81\frac{m}{s}}\right) = 1.018m$
- $H_{min} = 0.5*0.66m\left(\frac{3.6492\frac{m}{s}}{\sqrt{2*0.66}}\right)^{0.55} = 0.62m$
- $H_{min} = 0.3*3.6492\frac{m}{s}\sqrt{0.66} = 0.89m$

Por lo tanto:

$$H_{min} < 1.78 - \frac{0.676}{2} = 1.442m.....bien$$

La altura mínima ahogamiento en la salida

Comparando los resultados anteriores serán

H_{min} =1.018m

H_{min} = 0.62m

H_{min} = 0.89m

$$H_{min} < 1.70 - \frac{0.71}{2} = 1.345m.....bien$$

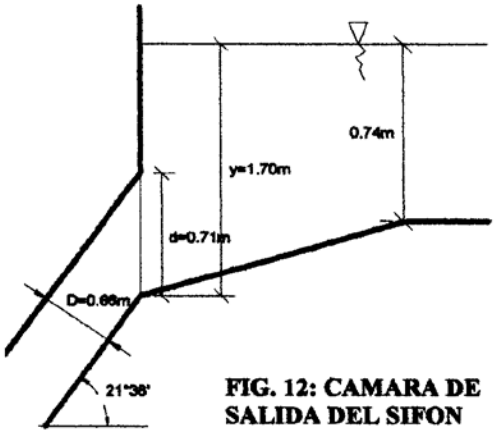


FIG. 12: CAMARA DE SALIDA DEL SIFON

2.1.2 Cálculo de las pérdidas hidráulicas

Las principales pérdidas de carga que se presentan son:

- ♦ Pérdidas por transición de entrada y salida
- ♦ Pérdidas en la rejilla
- ♦ Pérdidas de entrada
- ♦ Pérdidas por fricción en el conducto o barril
- ♦ Pérdidas por cambio de dirección o codos
- ♦ Pérdidas por válvulas de limpieza

El caudal de diseño que transportará el sifón Acueducto Ccochanccay es de 1.25 m3/s en una tubería de 26" (0.6604 m.) de diámetro. El desnivel que empalmará en sifón es de 8.582 m. cuya cota en la entrada 3,487.342 m.s.n.m. y en la salida 3,478.760 m.s.n.m.

i. Pérdidas de carga por transición de entrada y salida

$$h_{le} = 0.1\frac{(v_t^2 - v_{cr}^2)}{2g} = 0.1\frac{(3.6492^2 - 1.299^2)}{2x9.81} = 0.0593\text{m}$$

$$h_{ls} = 0.2\frac{(v_t^2 - v_{cr}^2)}{2g} = 0.2\frac{(3.6492^2 - 1.299^2)}{2x9.81} = 0.1185\text{m}$$

Donde:

h_{le} = pérdidas por transición de entrada

h_{ls} = pérdidas por transición de salida

v_t = velocidad en el sifón

v_{cr} = velocidad en la sección del canal rectangular (aguas arriba)

v_t = velocidad en el sifón

v_{cr}.= velocidad en la sección del canal rectangular (aguas abajo)

ii. Pérdidas por rejillas

Cuando la estructura consta de bastidores de barrotes y rejillas pare el paso del agua, las pérdidas originadas se calculan con la ecuación:

$$h_2 = K\frac{v_n^2}{2g}$$

Las soleras de la rejilla son 9 y tiene dimensiones de 2"x1mx1/4" (0.051mx1mx0.0064m) separadas cada 0.1m.

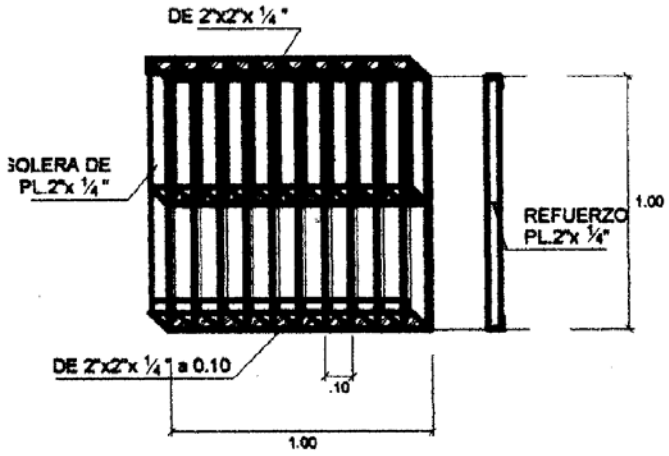


FIG. 13: REJILLA DE ENTRADA Y SALIDA DEL DUCTO

Donde:

El área neta por metro cuadrado:

A_n = 1m*1m – 9 (1m*0.0064m) = 0.942 m2

Como el área hidráulica (área bruta) de la tubería es 0.34253 m^2 entonces el área neta será:

A_n = 0.942x0.34253 = 0.3227 m^2

Entonces:

$$\frac{A_n}{A_g} = \frac{0.3227m^2}{0.3425m^2} = 0.9422$$

$$K = 1.45 - 0.45\left(\frac{A_n}{A_g}\right) - \left(\frac{A_n}{A_g}\right)^2 = 1.45 - 0.45x0.9422 - 0.9422^2 = 0.1383$$

Donde:

K = coeficiente de pérdidas en la rejilla

An = área neta de paso entre rejillas.

AS = área bruta de la estructura y su soporte, que quede dentro del área hidráulica.

$$v_n = \frac{Q}{A_n} = \frac{1.25}{0.3227} = 3.8736\,\text{m/s}$$

V_n = velocidad a través del área neta de la rejilla dentro del área hidráulica

Finalmente las pérdidas por entrada y por salida serán:

$$2h_r = 2x0.1383\frac{3.8736^2}{2x9.81} = 0.2115\,\text{m}$$

iii. Pérdidas de carga por entrada al conducto

$$h_3 = K_e\frac{v^2}{2g}$$

Donde:

v = velocidad del agua en el barril.

Ke = coeficiente que depende de la forma de entrada

Para entrada con arista ligeramente redondeada Ke= 0.23

$$h_3 = 0.23\frac{3.6492^2}{2x9.81} = 0.1561\text{m}$$

iv. Pérdidas por fricción en el conducto

Utilizando la formula de Hazen Williams para una longitud de tubería de 379.60 m resulta:

$$h_f = \left(\frac{v_t}{0.8508xCxR^{0.63}}\right)^{1.8518} L = \left(\frac{3.6492}{0.8508x115x0.1651^{0.63}}\right)^{1.8518} x379.60 = 7.029m$$

Donde:

R = radio hidráulico

C= 115 (coeficiente de rugosidad relativa tomando las tablas de tuberías de acero usadas para valores de Hazen Williams).

Utilizando la formula de Darcy Weisbach y considerando una rugosidad “f” para el acero en el rango de 0.014-0.018.

$$h_f = f\left(\frac{L}{D}\right)\frac{V^2}{2g} = 0.018\left(\frac{379.60}{0.66}\right)\frac{3.6492^2}{2*9.81} = 7.027m$$

v. Pérdidas de carga por cambio de dirección o codos

Una fórmula muy empleada es:

$$h_{cd} = k_c \sum_1^n \sqrt{\frac{\Delta}{90^o}}\,\frac{v^2}{2g}$$

Donde:

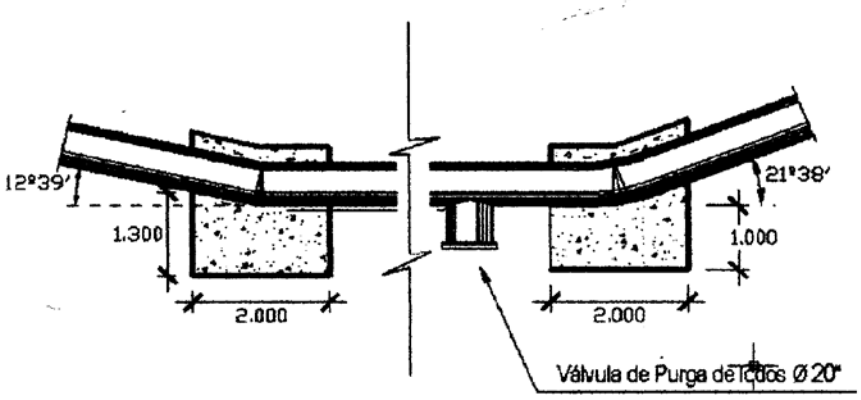
Δ = Angulo de deflexión

Kc= coeficiente para codos comunes = 0.25

	Δ(X°Y')	Δ	$\sqrt{\frac{\Delta}{90^o}}$
1	12°39'	12.650	0.3749074
2	21°38'	21.633	0.49027581
		SUMA=	0.86518321

$$h_{cd} = .0.25x0.8652\frac{3.6492^2}{2x9.81} = 0.14681\,\mathrm{m}$$

FIG. 14: CODOS DEL DUCTO Y SUS RESPECTIVOS ANCLAJES



vi. Pérdidas por válvulas de limpieza

Las pérdidas de carga que se originan en los sifones por el hecho de insertar lateralmente una tubería en la que se coloca una válvula para desagüe y limpieza se

deben considerar como pérdidas por bifurcación de tuberías.

Esta pérdida existe aun cuando una de las partes esta cerrada por la válvula, ya que se forman turbulencias dentro de la tubería, pero en vista de que se considera muy pequeña y no se ha podido evaluar se desprecia.

Finalmente la suma de todas las pérdidas producidas en el sifón es:

$$h_{totales} = \sum perdidas = 0.0593 + 0.1185 + 0.2115 + 0.1561 + 7.029 + 0.1468 = 7.7212m$$

En resumen:

La carga hidráulica disponible supera a las pérdidas totales en el sifón

ΔH = 8.582m >∑ pérdidas = 7.7212m

Por lo tanto se demuestra que el sifón estará correctamente diseñado

ΔH - ∑ pérdidas = 0.8608m

3.1.3 Evacuación de excedencias y sedimentos

Para el caso de eventuales excedencias que superen al caudal de diseño 1.25 m^3/s, estas serán evacuadas por el vertedero de demasías, de 2.90 m. de longitud, que se encuentra aguas arriba en el desarenador (Km 13+257.30 al Km 13+267.30) el cual se conecta con el canal de desagüe de lodos del desarenador.

Los sedimentos que trae consigo el canal principal son retenidos en el desarenador, en el cual decantan; tal estructura esta formado por una nave de 10 m de largo, por 3.0 m de ancho, profundidad promedio de 1.3m, con transiciones de entrada y salida de 4m.

2.2 Ejemplo de diseño 2

Diseñar un sifón invertido en el cruce de un canal con la panamericana las características del cruce se presenta en la Fig. 1 y las características del canal arriba y aguas abajo del cruce son:

Z = 1.5

Q = 1 m^3/s

S = 1 o/oo

b = 1.0 m

n = 0.025

Y = 0.7 m

V = 0.7 m/s

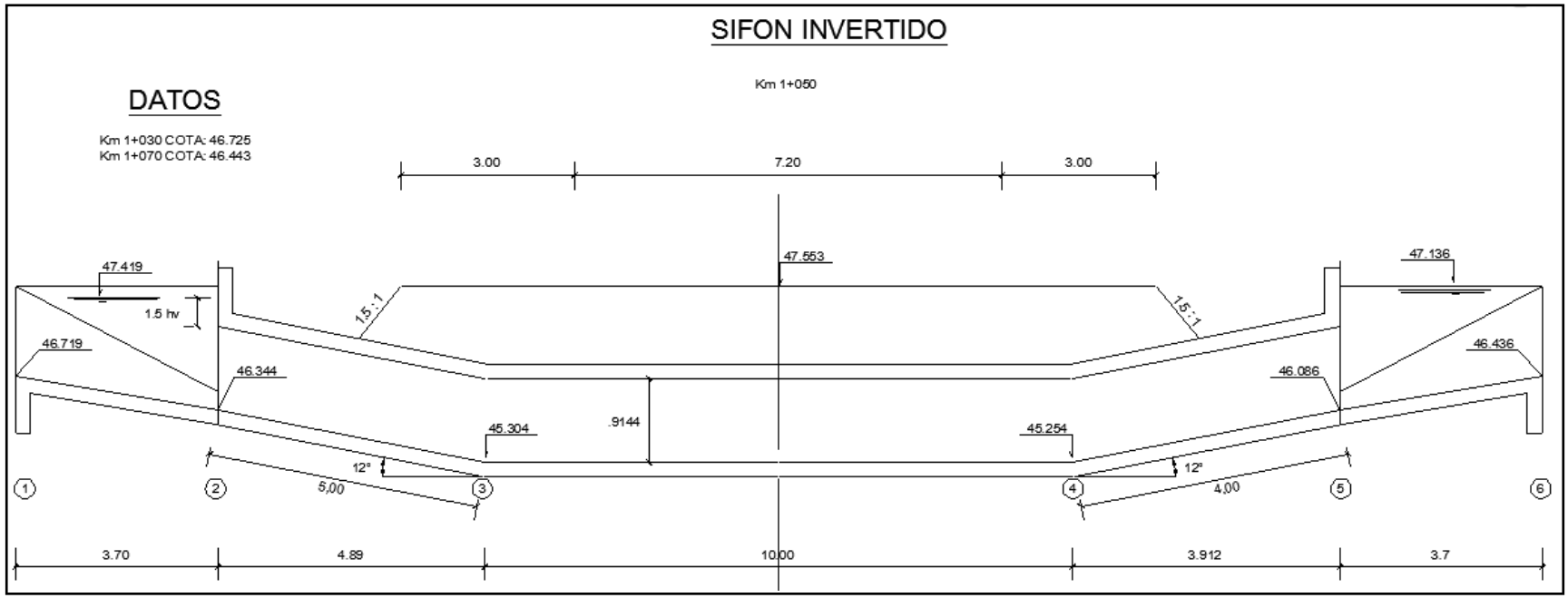
$\frac{V^2}{2g}$ = 0.025 m

La pendiente aguas arriba y aguas abajo es de 1 o/oo y las cotas según el perfil del canal son:

Km. 1 + 030 = 46.725 m.s.n.m.

Km 1 + 070 = 46.443 m.s.n.m.

FIGURA 1


SIFON INVERTIDO
Km 1+050
DATOS
Km 1+030 COTA: 46.725
Km 1+070 COTA: 46.443
3.00
7.20
3.00
47.419
1.5 hv
47.553
47.136
1.5 : 1
1.5 : 1
46.719
46.344
46.086
46.436
.9144
45.304
45.254
12°
12°
5,00
4,00
1
2
3
4
5
6
3.70
4.89
10.00
3.912
3.7

Solución

Con la información topográfica del perfil del terreno en el cruce y el perfil del canal, se efectúa el dimensionamiento previo de la figura adjunta, el cual si cumple con los requisitos hidráulicos necesarios, se puede aceptar como solución al problema, en caso contrario, se hará los ajustes necesarios.

2.2.1 Selección del diámetro del tubo

Asumimos una velocidad de 1.5 m/seg

A = $\frac{Q}{V} = \frac{1.0}{1.5}$

A = 0.67 m^2

A = $\pi \frac{D_1^2}{4}$

Di = 0.92, escogemos Di = 36" = 0.9144 m

El nuevo valor del área será:

A = 0.637 m^2

Y la velocidad de diseño:

V = 1.52 m/s

$\frac{V^2}{2g} = 0.118m$

2.2.2 Longitud de transiciones

T_1 = b + 2 Z Y = 1 + 2 x 1.5 x 0.7 = 3.1

T_2 = 0.9144 m

Lt = $\frac{T_1 - T_2}{2tg\alpha/2}$; para $\alpha/2$ = 25º

Lt = 2.35 m

Lt = 4 Di

Lt = 3.67 ≈ 3.70

Escogemos:

Lt = 3.70 m

$\alpha/2$ = 16º30'

2.2.3 Nivel de agua en 1

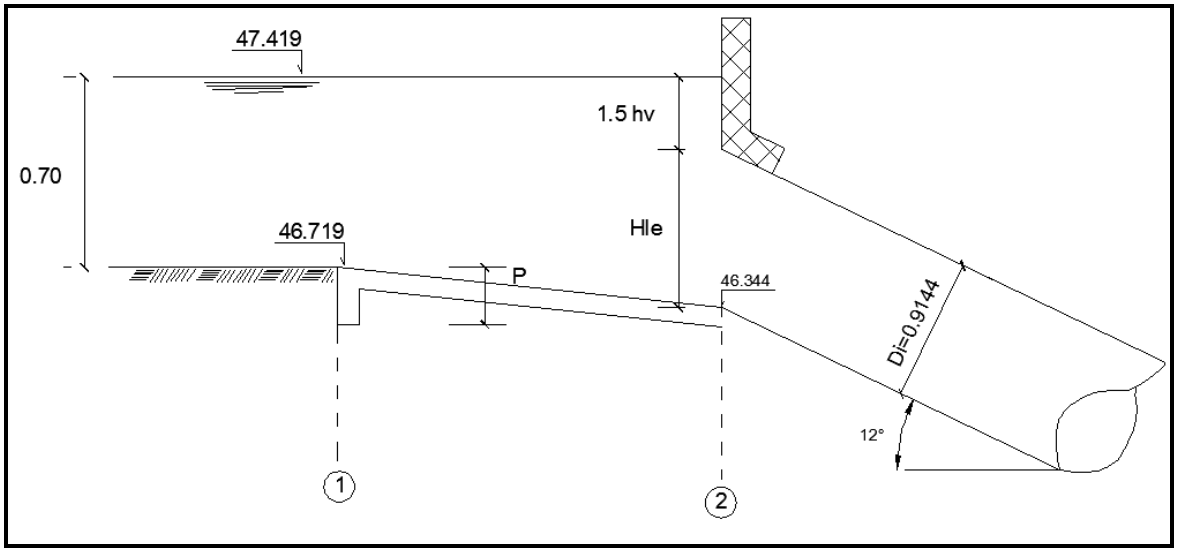
Del km 1+030 al punto 1 según la Fig. 2 adjunta, hay 6.41 m, luego la cota de fondo en 1 será:

46.725 – (6.41 x 0.001) = 46.719 m.s.n.m.

El nivel del agua en 1: 46.719 + 0.7 = 47.419 m.s.n.m.

2.2.4 Cota de fondo en 2

FIGURA 2



Cota de fondo en 2: 47.419 = (Hte – 1.5 Hv)

Hte = $\frac{Di}{Cos12^o} = \frac{0.9144}{0.9787} = 0.935m$

1.5 hv = $\left(\frac{Vt^2}{2g} - \frac{V_1^2}{2g}\right) = 1.5(0.118 - 0.025)$

1.5 hv = 0.14 m

Cota de fondo en 2: 46.344 m.s.n.m.

2.2.5 Cota de fondo en 3

α_1 = 12º escogido previamente

Sen 12º = $\frac{h}{5.0}$

h = 1.04 m

Luego: 46.344 – 1.04 = 45.304

Cota de fondo en 3: 45.304 m.s.n.m.

2.2.6 Cota de fondo en 4

Longitud de tubo horizontal: 10 m

10 x 0.005 = 0.05

45.304 – 0.05 = 45.254

Cota de fondo en 4: 45.254 m.s.n.m.

2.2.7 Cota de fondo en 5

α_2 = 12º

Sen 12º = $\frac{h}{4}$

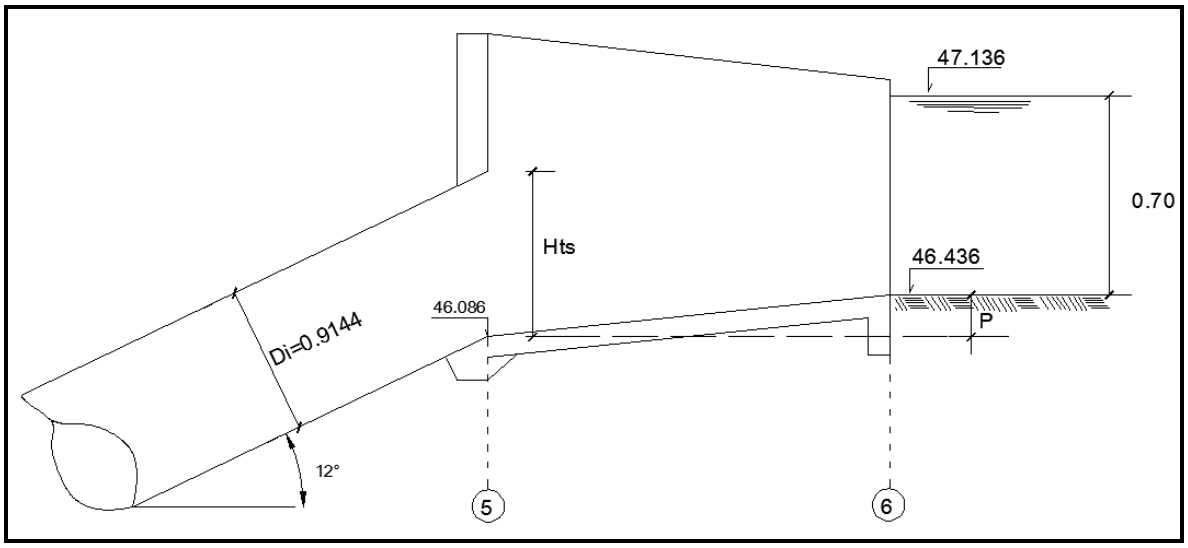
h = 0.8316 m

Luego: 45.254 + 0.8316 = 46.086

Cota de fondo 5: 46.086 m.s.n.m.

2.2.8 Cálculo del valor P en la salida

FIGURA 3



El máximo valor en P en la entrada debe ser ¾ D y en la salida ½ D; luego P en la salida: 0.9144÷ 2 = 0.4572

De otro lado se tiene que la cota en 6 será:

La distancia entre el punto 6 y el km 1 + 070: 7.388

La cota en 6 es: 46.443 – 0.0074 = 46.436 m.s.n.m.

Cota 6 – cota 5 = 46.436 – 46.086 = 0.35 m

Escogemos el valor P = 0.35 para que la cota 6 de la transición coincida con la de la rasante del canal.

2.2.9 Inclinación de los tubos doblados (codos)

A la entrada: $\frac{4.89}{1.04} = 4.7$

4.7:1 es más plano que 2:1, se acepta la inclinación

A la salida: $\frac{3.912}{0.832} = 4.7$

4.7:1 igual que la entrada aceptamos la inclinación

2.2.10 Carga hidráulica disponible

Cota 1 + tirante = 46.719 + 0.7 = 47.419 m.s.n.m.

Cota 6 + tirante = 46.346 + 0.7 = 47.136 m.s.n.m.

Carga disponible = 0.283 m

2.2.11 Cálculo de las pérdidas de carga

Pérdida por entrada: 0.4 (0.0938) = 0.037

Pérdida por salida: 0.65 (0.0939) = 0.060

Pérdidas por fricción: f $\frac{L}{D}\frac{Vt^2}{2g} = 0.061$

Pérdidas por codos: **Pcod.**

f = 0.025

L = 19.0 m

D = 4R = 0.9144

Pcod. = 2 $\left[0.25\sqrt{\frac{12^o}{90^o}}x\frac{Vt^2}{2g}\right] = 0.022$

Para mayor seguridad las pérdidas totales se incrementaran en un 10%.

Luego: 1.1 x 0.16 = 0.198 m

Podemos deducir que la carga disponible menos las pérdidas totales son de: 0.283 – 0.198 = 0.085 m

Lo que significa que no habrá problema hidráulico.

2.2.12 Cálculo de la sumergencia a la salida

Altura de sumergencia (0.70 + 0.35) – Hte

Hte = $\frac{Di}{Cos12^o} = 0.935m$

Altura de sumergencia: 1.05 – 0.035 = 0.115 m

Este valor no debe exceder a: $\frac{Hte}{6} = 0.156m$

Luego: 0.115 < 0.156

Se acepta el valor de sumergencia puesto que es menor a la altura permisible.

2.2.13 Longitud de protección con enrocado

Lp = 3 Di = 2.74 ≈ 2.80 m

El proyecto preliminar trazado en la Fig. 6 - 3, se considera la solución al problema puesto

que cumple con los requisitos hidráulicos.

3.0 DISEÑO DE ALIVIADERO LATERAL

1. Aliviaderos laterales

1.1 Generalidades

Estas estructuras consisten en escotaduras que se hacen en la pared o talud del canal para controlar el caudal, evitándose posibles desbordes que podrían causar serios daños, por lo tanto, su ubicación se recomienda en todos aquellos lugares donde exista este peligro.

Los cuales de exceso a eliminarse, se originan algunas veces por fallas del operador o por afluencias, que durante las lluvias el canal recibe de las quebradas, estos excesos debe descargar con un mínimo de obras de arte, buscándose en lo posible cauces naturales para evitar obras adicionales, aunque esto último depende siempre de la conjugación de diferentes aspectos locales (topografía, ubicación del vertedero, etc.)

1.2 Criterios de Diseño

i. El caudal de diseño de un vertedero se puede establecer como aquel caudal que circula en el canal por encima de su tirante normal, hasta el nivel máximo de su caja hidráulica o hasta el nivel que ocupa en el canal, el caudal considerado como de máxima avenida.

ii. El vertedero lateral no permite eliminar todo el excedente de caudal, siempre quedará un excedente que corresponde teóricamente a unos 10 cm encima del tirante normal.

iii. La altura del vertedor o diferencia entre la cresta de éste y el fondo del canal, corresponde al valor Yn.

iv. Para dimensionar el vertedero existen gran variedad de formulas, a continuación se describe la fórmula de Forchheiner.

$$Q = V\frac{2}{3}\mu\sqrt{2g} \quad L\, n^{3/2}$$

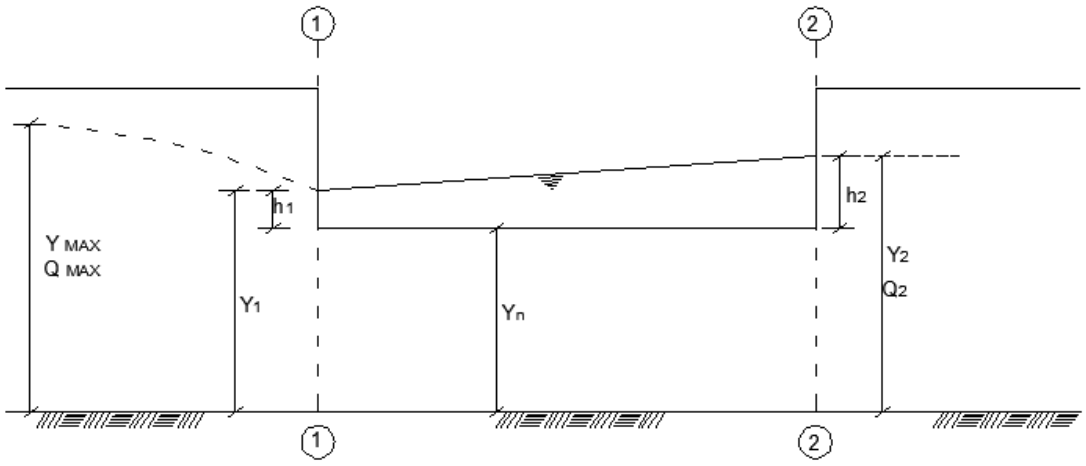
Donde:

V = 0.95

μ = coeficiente de contracción

L = longitud del vertedero

h = carga promedio encima de la cresta



El flujo del canal, deberá ser siempre subcrítico, entonces:

$h_2 > h_1$

$$h = \frac{h_1 + h_2}{2}$$

$h_1 = 0.8\ h_2$

$h = 0.9\ h_2$

La formula 4,21 da buena aproximación cuando se cumple:

$$\frac{V_1}{\sqrt{gY_1}} \leq 0.75$$

$h_2 - h_1 \leq Y_2 - Y_n$

v. Para mejorar la eficiencia de la cresta del vertedero se suele utilizar diferentes valores, según la forma que adopte la cresta.

	Forma	**μ**
a) 	Anchos de cantos rectangulares	0.49-0.51
b) 	Ancho de cantos redondeados	0.5-0.65
c) 	Afilado con aeración necesaria	0.64
d) 	En forma de techo con corona redondeada	0.79

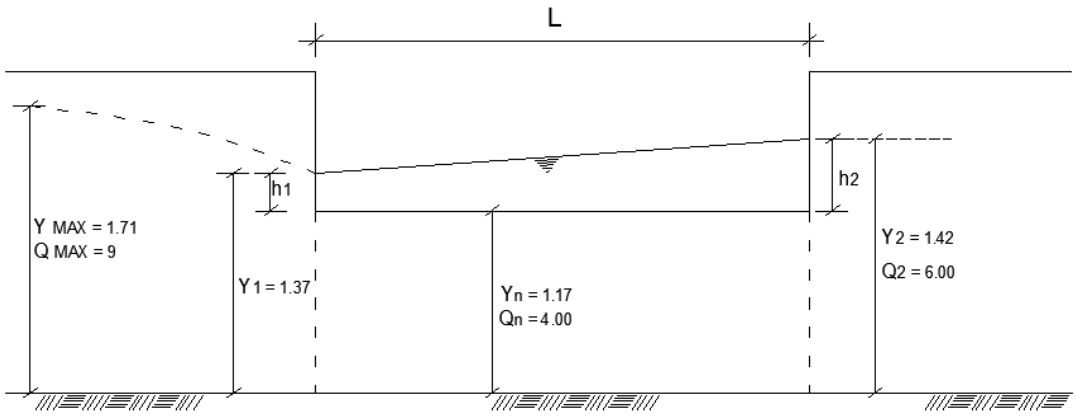
vi. El tipo a y b, se usan cuando el caudal que se está eliminando por la ventana o escotadura del canal, cruza un camino, frecuentemente se utilizan cuando se proyectan badenes, cuando esto no es necesario y el caudal del vertedero se puede eliminar al pie del mismo, se utilizan los tipos c ó d.

vii. Los aliviaderos laterales pueden descargar a través de un vertedero con colchón al pie (desniveles pequeños) mediante una alcantarilla con una pantalla disipadora de energía al final (desniveles grandes).

Ejerció 1

Un canal trapezoidal de rugosidad 0.014 con taludes 1: 1 plantilla 1 m y pendiente 1 o/oo, recibe en épocas de crecidas un caudal de 9 m^3/s., el canal ha sido construido para 4 m^3/s, pero puede admitir un caudal de 6 m^3/s. Calcular la longitud del aliviadero para eliminar el exceso de agua.

Solución



1. Cálculo de los tirantes

Y_{Max} = 1.71 m

Y_n = 1.17 m

Y_2 = 1.42 m

2) Cálculo de h

h_2 = .25 m

h_1 = 0.8 x h_2 = 0.2 m

$h = \frac{0.2 + 0.25}{2} = 0.225$ m

3) caudal a evaluar

Q = 3 m^3/s

4) Cálculo de L

Para μ = 0.5 y aplicando ecuación:

$$L = \frac{30}{2xVx\mu x\sqrt{2g}xh^{3/2}}$$

L = 20 m

Ejercicio 2

Resolver el ejercicio anterior empleando la fórmula de Weisbach

$$Q = \frac{2}{3}\mu L\sqrt{2g} \quad h^{3/2}$$

h = se considera un 60% del borde libre, como un criterio práctico de diseño y según el problema anterior se tiene:

Q = 3 m^3/s

μ = 0.50

h = 0.6 (1.71 – 1.17) = 0.324 m

Luego:

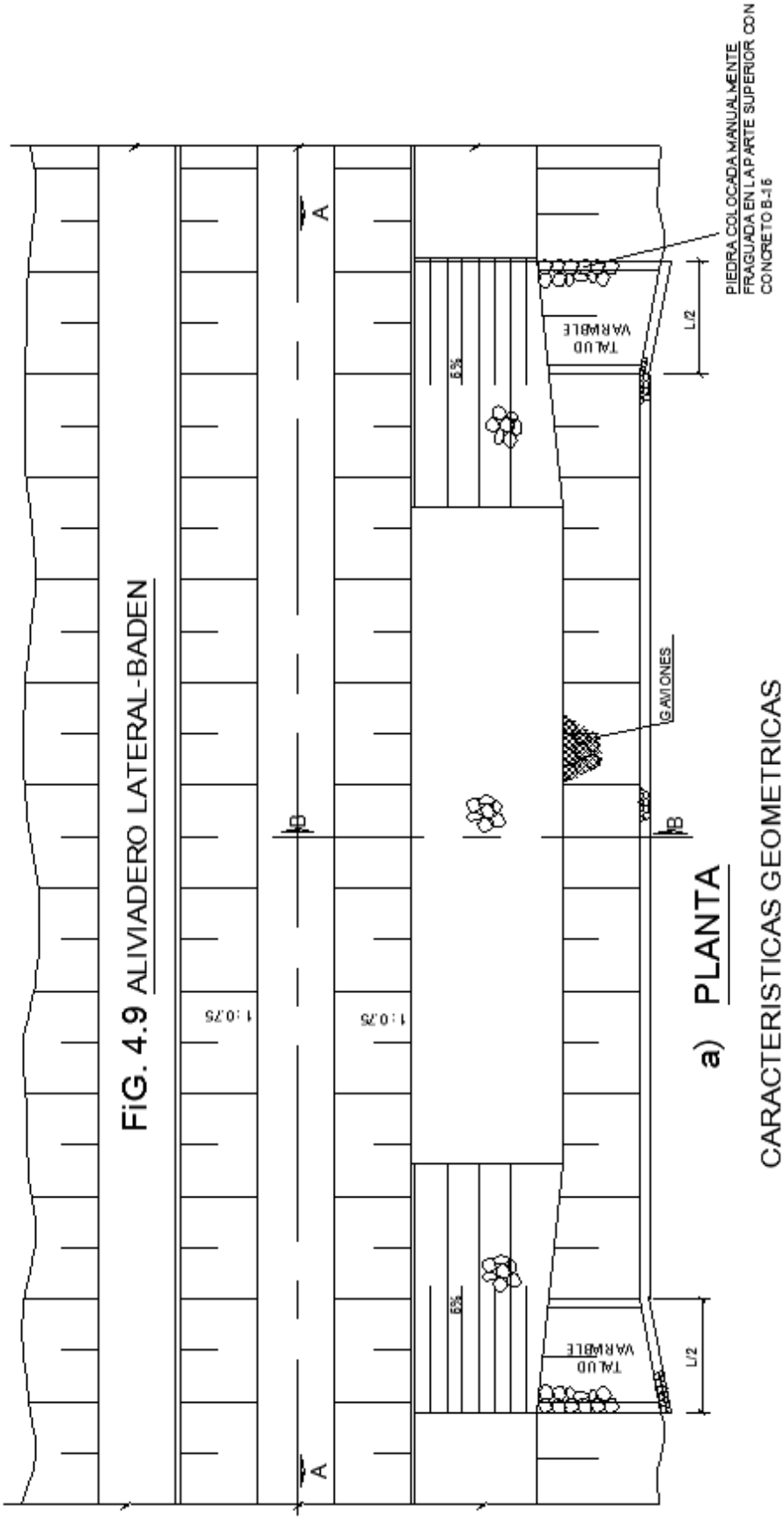
$$L = \frac{3x3}{3x0.5x4.43x0.184}$$

L = 11 m

En la Fig. 4.9 se aprecia una aplicación práctica de este diseño:

Nota: Comparando los ejercicios anteriores se puede concluir que WEISBACH da vertederos muchos más cortos que Forchheiner, razón por la cual recomendamos el uso de la fórmula de Weisbach, además ésta ha sido utilizada con buenos resultados en el Departamento de Lambayeque.

1.3



CARACTERISTICAS GEOMETRICAS

Km	CAUDAL m3/s	b m	h m	L m	fb m	ANCHO CAMINO VIGILANCIA	DESNIVEL H METROS	GAVION
12+133	7	19	0.40	8.00	0.61	8.80	1.30	G-0.90 / G-1.36
16+263	7	19	0.40	8.00	0.61	8.80	1.10	G-0.90
19+200	10	27	0.40	8.00	0.60	8.00	0	-

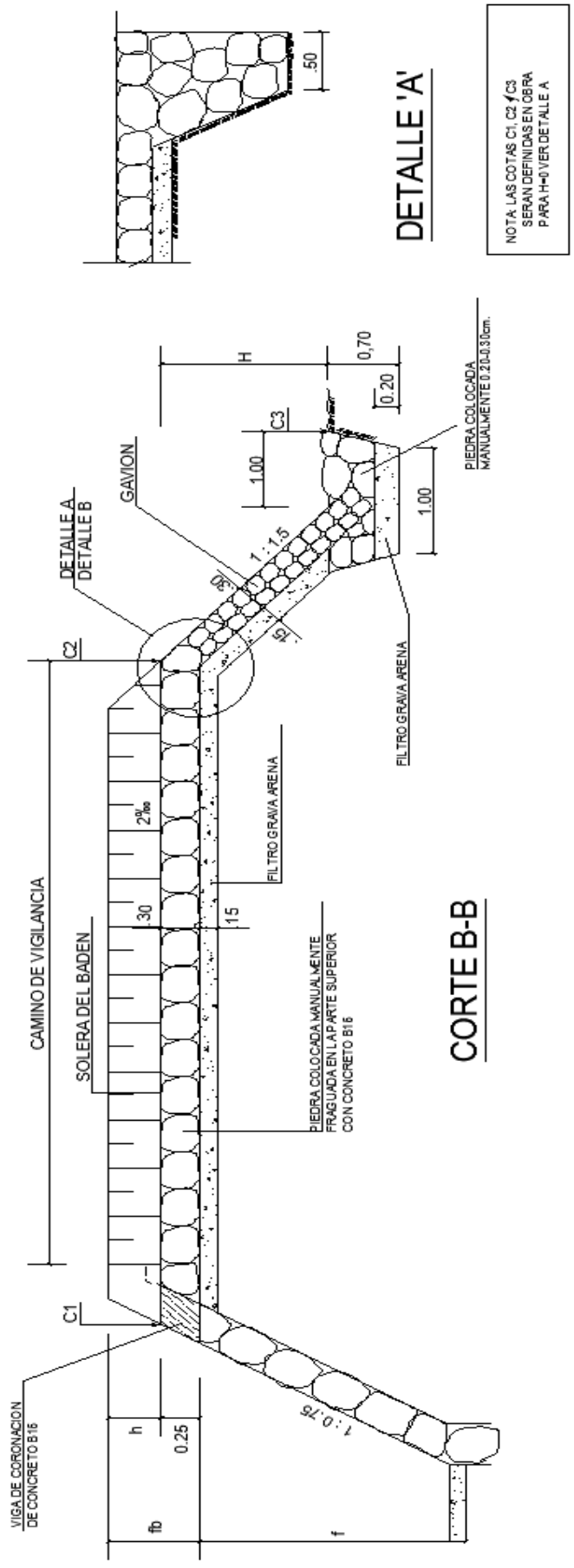
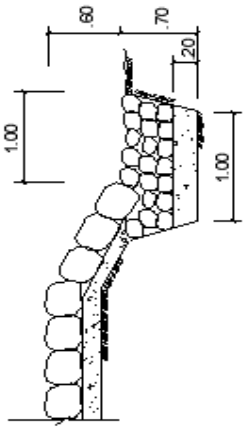
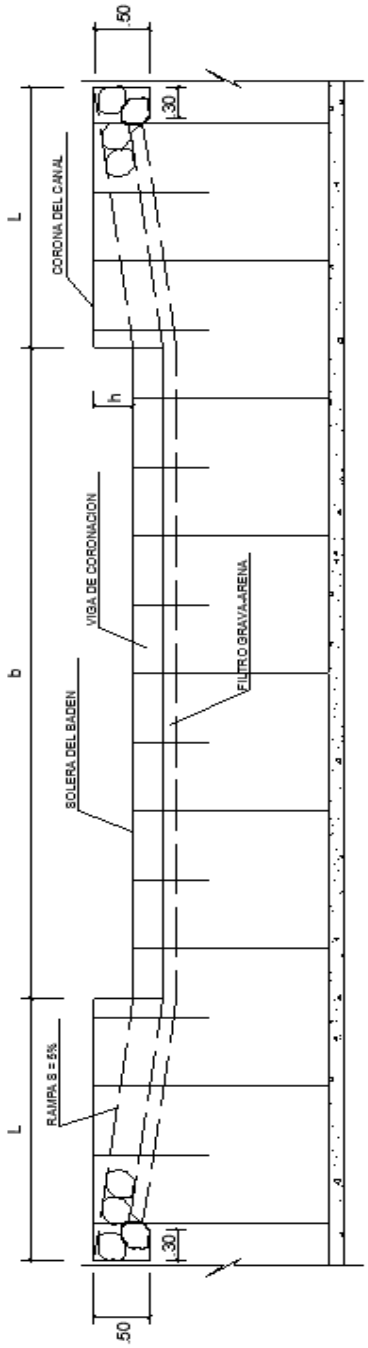


FIG. 4.9 ALIVIADERO LATERAL-BADEN
b) CORTES Y DETALLES



DETALLE 'B'



CORTE A-A

1.3 Cálculo Hidráulico de un aliviadero – Alcantarilla

Ejercicio 3.

A la altura del km 15+790 de un canal principal se plantea la necesidad de eliminar 9 m^3/s proveniente de los excesos de lluvia y con la finalidad de prevenir desbordes del canal, se desea proyectar un aliviadero, si el canal presenta un borde libre de 0.9 m, se pide: dimensionar hidráulicamente el aliviadero.

Solución

La solución al problema se presenta en las Figs. 4.10. a, b y c, donde debido a la situación topográfica se ha proyectado un aliviadero con alcantarilla.

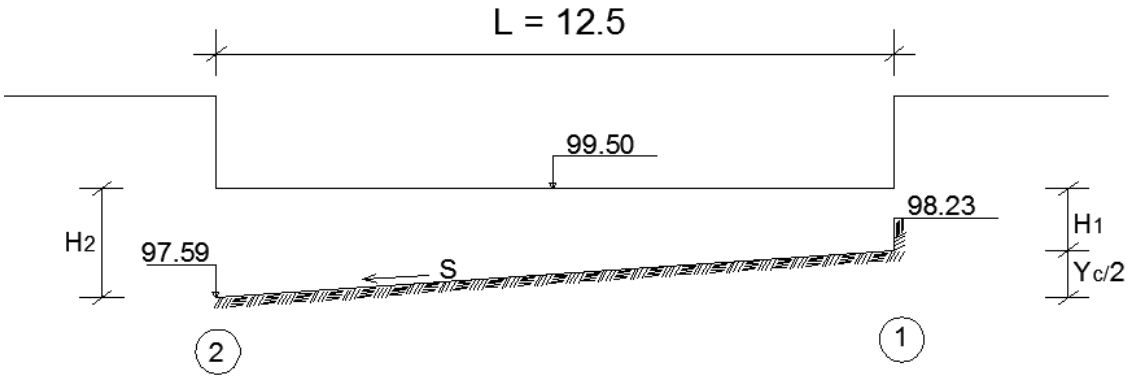
1) Longitud del Aliviadero

Como criterio práctico de diseño asumimos que un 60% del borde libre sería el valor de h en la fórmula de Weisbach y tomando μ = 0.62 como promedio, se tiene:

$$L = \frac{50}{2z\mu x\sqrt{2g}\,xh^{3/2}} = \frac{3x9}{2x0.62x4.43x(0.54)^{1.5}}$$

L = 12.4 ≈ 12.50 m

El caudal de 9 m^3/seg entra por el aliviadero de 12,50 m de longitud y cae a una rampa con una inclinación mínima de 5%.



2) Cálculo de H_2

El valor H_2' se estima $\geq$ 1.5 Yc, siendo Yc el que ocurre en la sección 2y si asumimos en 2 un ancho de rampa b_2 = 2.0 se tendrá:

$$q = \frac{9}{2} = 4.5 m^3 / segxm$$

Yc = 1.273 m

Entonces:

H'_2 = 1.91 m

El valor de la cota en 2, será : 97.59

3) Cálculo de H_1

$$97.59 + \frac{Yc}{2} + H_1 = 99.50$$

H_1 = 1.274 m

El valor de la cota en 1, será: 99.23

En 1 el ancho de la rampa es: 60% de b_2; b_1 = 1.2 m

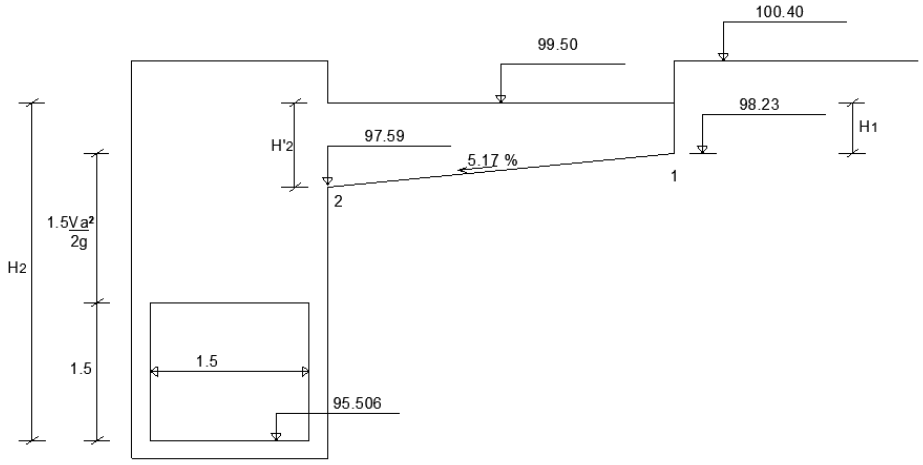
4) Pendiente de la rampa

La rampa deberá tener una pendiente $\geq$ 5%

$$S = \frac{98.23 - 97.59}{12.5} = 5.12\%$$

El caudal que se está eliminando pasa por el punto 2 y cae a una poza que va conectada a una alcantarilla.

5) Dimensionamiento de la alcantarilla



Es necesario remarcar que por seguridad, se debe considerar una carga mínima de 1.5 $Va^2/2g$ encima de la alcantarilla hasta el Punto 1, con lo cual se garantiza la sumergencia y sobre todo, hay más confianza de que no habrá desborde por la escotadura o aliviadero en el caso imprevisto de un mayor caudal.

Asumiendo una alcantarilla de 1.5 x 1.5, se tiene:

$A = 2.25\ m^2$

$Va = 4\ m/seg$

Con estos datos asumidos se prosigue el cálculo

$$1.5\frac{Va^2}{2g} = 1.22m$$

La altura de energía respecto al fondo de la alcantarilla será:

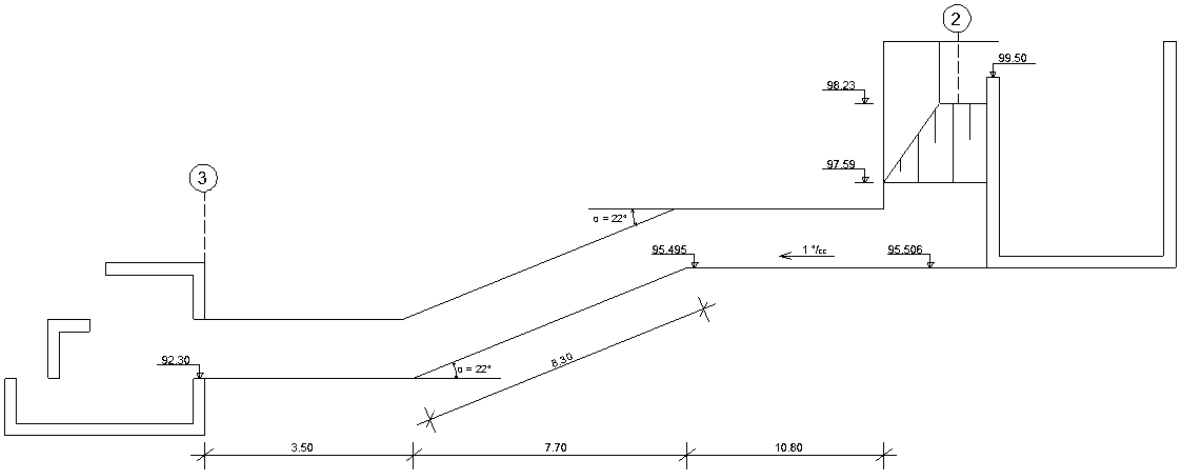
$H_2 = 99.50 – 95.506 = 3.994\ m$

Con ayuda del Plano Topográfico, se establece aproximadamente la cota de entrega de la alcantarilla y se hace un balance de energía entre este Punto y el Punto 2.

$E_2 = 99.50$

$E_2 = E_3 + \sum pérdidas + H_2$

ESQUEMA PRELIMINAR



$\sum$ Perdidas = Entrada + Fricción + Codos (2 codos)

$$\sum \text{Pérdidas} = 0.3\ \frac{Va^2}{2g} + f\,\frac{L}{D}\frac{Va^2}{2g} + 2\left[\varphi\left(\frac{\alpha}{90}\right)^{1/2} x\,\frac{Va^2}{2g}\right] \quad (A)$$

Va = velocidad de la alcantarilla

f = 0.025, tomando este valor se obtienen también buenos resultados.

φ = 0.25 (ver 2.6.11)

α = 22º

$$D = 4R = 4\left(\frac{A}{P}\right) = 4 = \frac{1.5x1.5}{4x1.5} = 1.5$$

L = 22.6 (se obtiene aproximadamente mediante el esquema tentativo).

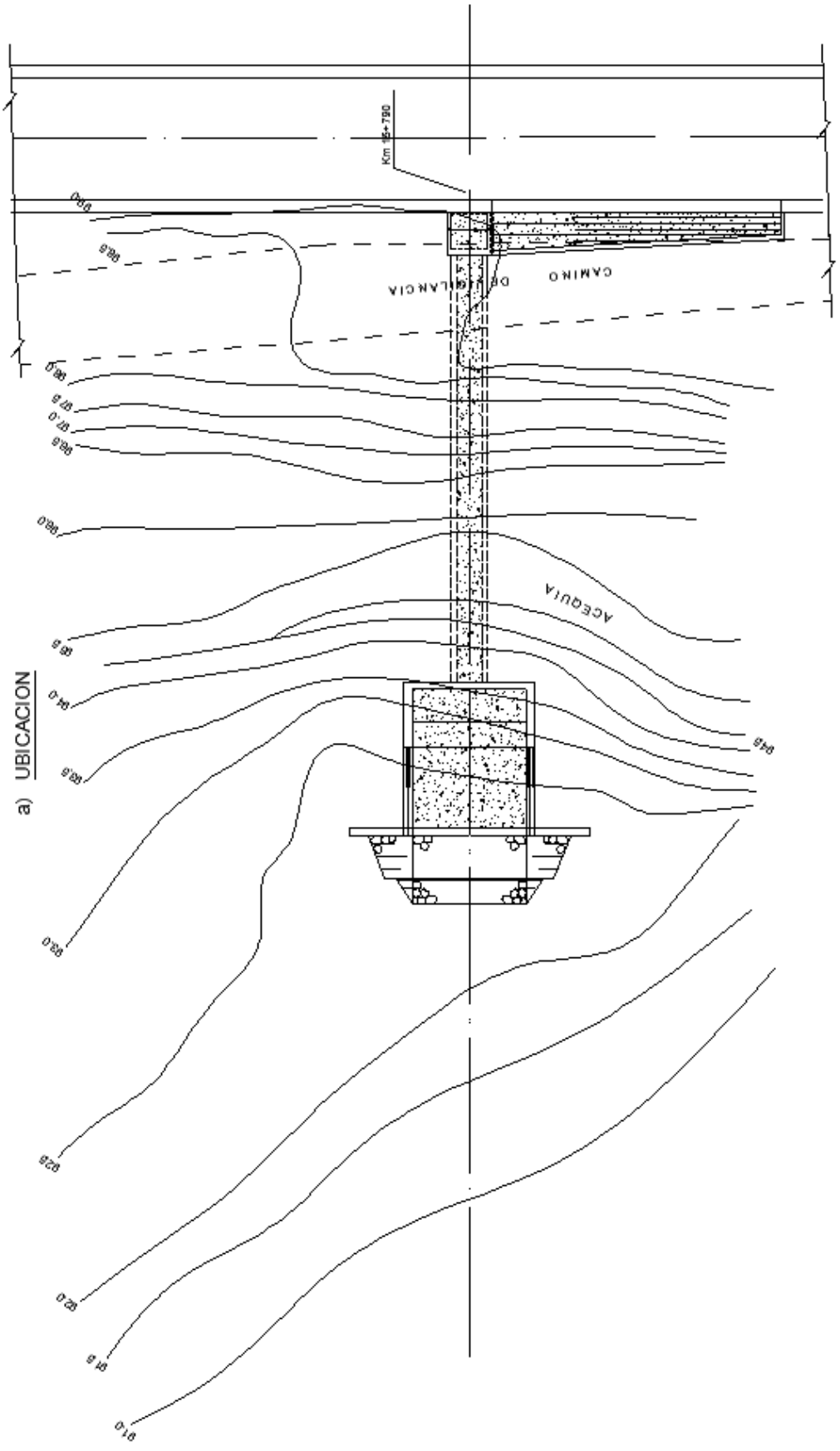
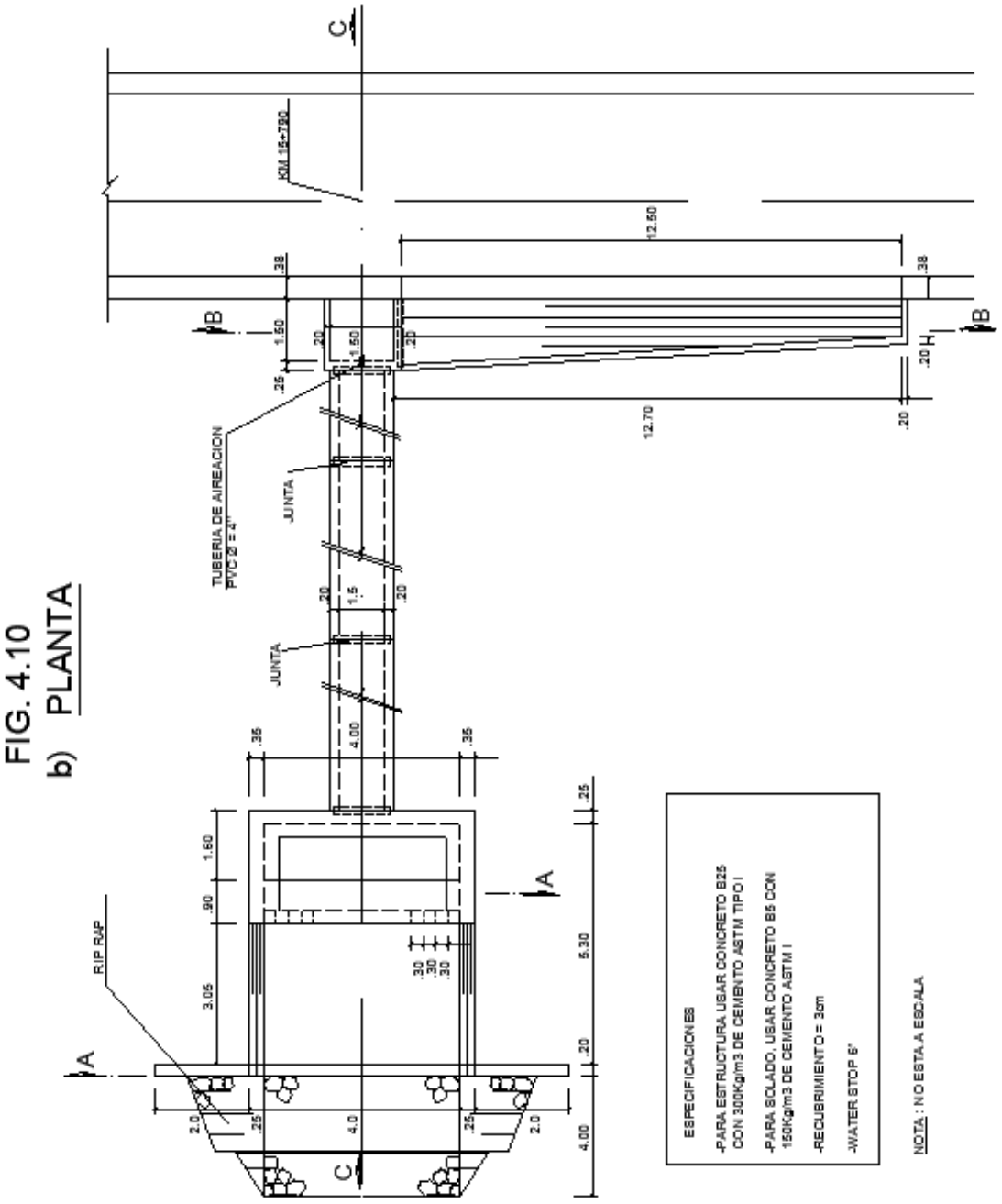


FIG. 4.10 ALIVIADERO-ALCANTARILLA

FIG. 4.10
b) PLANTA



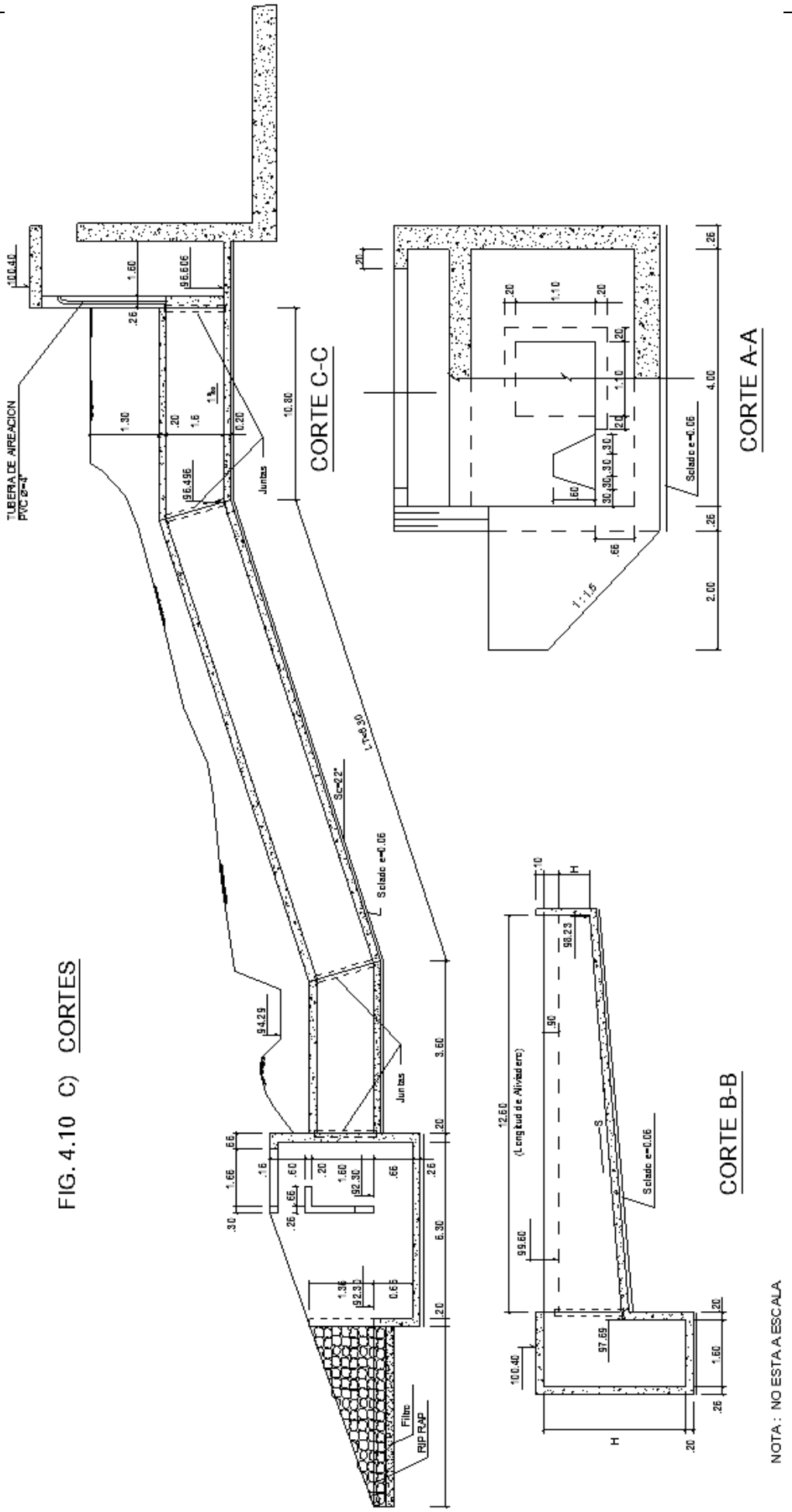


FIG. 4.10 C) CORTES

Reemplazando valores en (A) se obtiene:

$$\sum \text{Pérdidas} = \frac{Va^2}{2g} 09238$$

La ecuación del balance de energía será:

$$99.50 = 92.30 + Y_3 + \frac{V_3^2}{2g} + \frac{Va^2}{2g} 0.9238 + 3.994$$

Y_3 = 1.5 m

V_3 = Va

Luego:

$$Va = \sqrt{\frac{1.706x19.62}{1.9238}}$$

Va = 4.17 m/seg

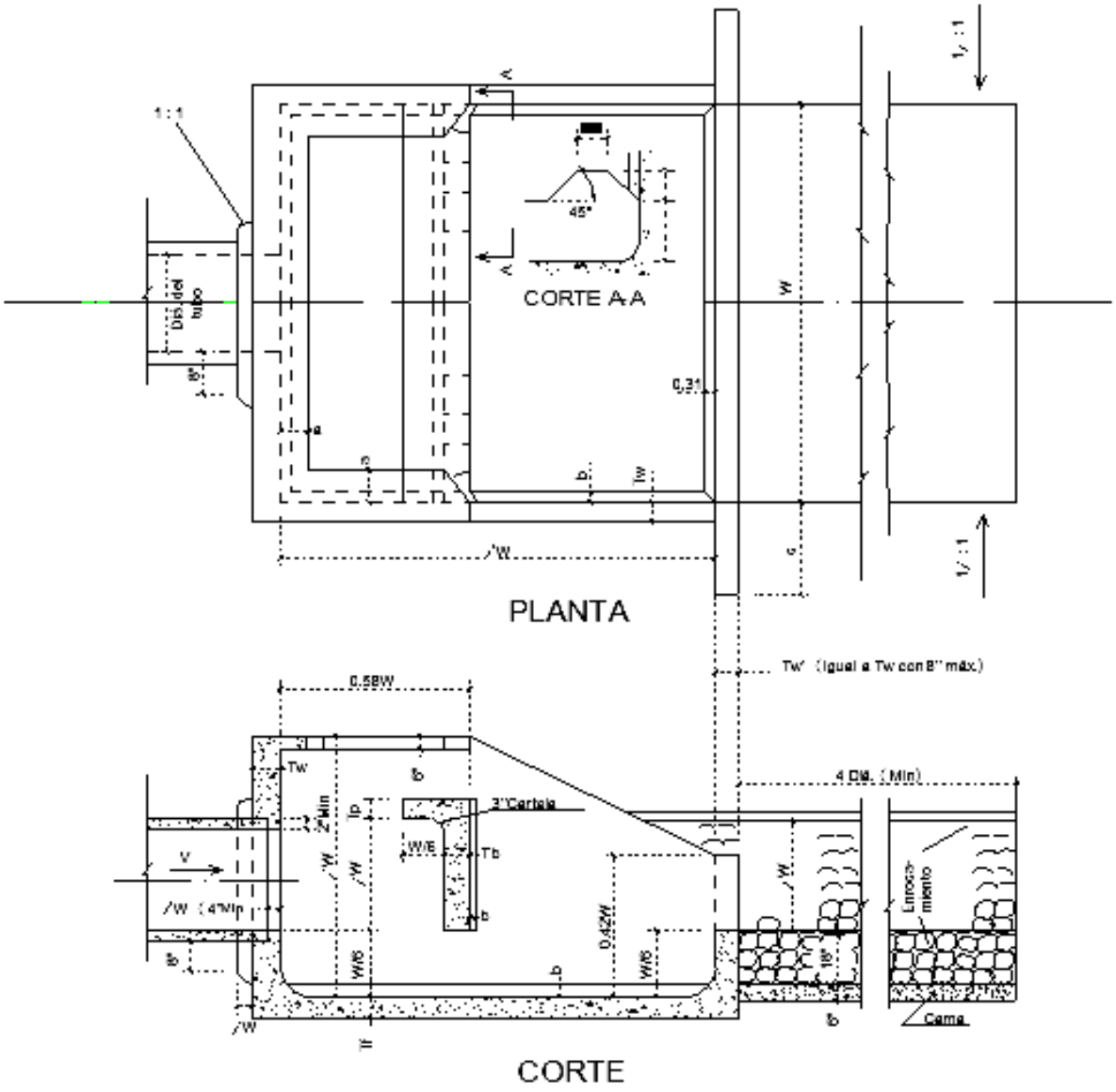
Resulta una velocidad ligeramente superior a la de 4 m/seg. asumida debido a las pérdidas de carga que son necesarias vencer, siendo necesario proyectar al final de la alcantarilla, un amortiguador del tipo de impacto que garantice una entrega con flujo lento, evitándose las erosiones y según la Fig. 4.11 corresponde a un amortiguador de W = 4.0 m.

1.4 Amortiguadores del tipo de impacto

La Fig. 4.11 resulta de gran utilidad para dimensionar estos amortiguadores con caudales hasta de 11.2 m^3/s (400 p.c.s) y velocidades iguales o menores a 9.14m/s (30 pies).

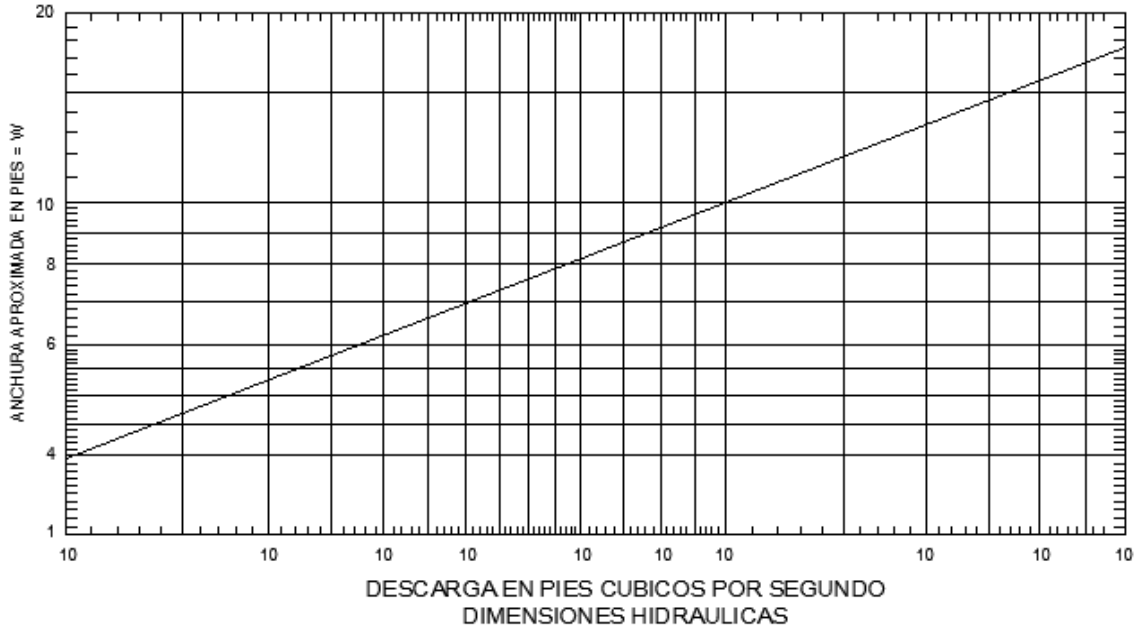
Estos amortiguadores pueden ser utilizados tanto en canales abiertos como en tuberías y la disipación es obtenida haciendo chocar el chorro de llegada contra un deflector vertical suspendido, el mejor funcionamiento es obtenido, cuando el tirante de la descarga, se aproxima, pero no excede a la mitad de la altura del deflector, siendo recomendable que el borde inferior del deflector se coloque al mismo nivel que el fondo del canal o tubo de llegada.

FIG. 4.11 AMORTIGUADORES DEL TIPO DE IMPACTO



Q	a	b	c	Tw	Tf	Tb	Tp
100	9''	3"	3''-0''	8"	8''	9"	8''
200	12''	4"	3''-0''	10"	11''	10"	8''
300	14''	6"	3''-0''	12"	12''	12"	8''
400	16''	6"	3''-0''	12"	13''	12"	8''
El espesor mínimo de concreto que se aconseja es 6"							

DIMENSIONES QUE SE ACONSEJAN PARA LA ESTRUCTURA DE CONCRETO



4.0 DISEÑO DE ALCANTARILLAS

1. Alcantarillas

1.1 Generalidades

Las alcantarillas son conductos que pueden ser de sección circulares o de marco (cuadradas o rectangulares) usualmente enterradas, utilizadas en desagües o en cruces con carreteras, pueden fluir llenas o parcialmente llenas dependiendo de ciertos factores tales como: diámetro, longitud, rugosidad y principalmente los niveles de agua, tanto a la entada como a la salida.

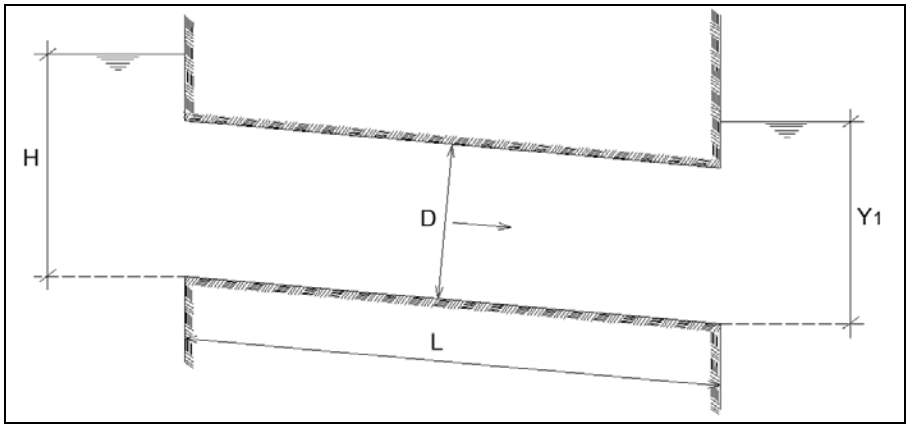
Es así como desde el punto de vista práctico, las alcantarillas se han clasificado en función de las características del flujo a la entrada y a la salida de la misma.

Según las investigaciones de laboratorio, se dice que la alcantarilla no se sumerge si la carga a la entrada es menor que un determinado valor crítico denominado H, cuyo valor varía de 1.2 D a 1.5 D siendo D el diámetro o altura de la alcantarilla.

1.2 Tipos de alcantarilla por el flujo a la entrada y a la salida

Tipo I: Salida sumergida

Figura 1



La carga hidráulica H* a la entrada es mayor al diámetro D, y el tirante Y_t a la salida, es mayor a D, en este caso la alcantarilla es llena:

Luego:

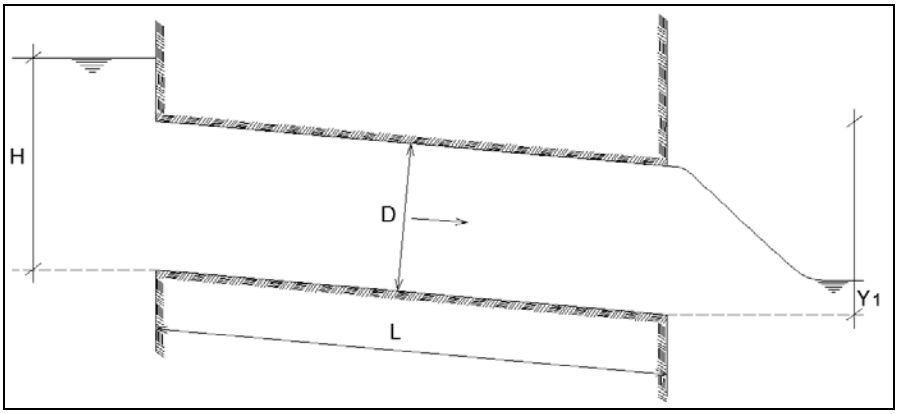
H* > D

Y_t > D

Alcantarilla llena

Tipo II: salida no sumergida

Figura 2



$H > H^*$ $1.2 \leq H^* \leq 1.5$

$Y_t < D$

Alcantarilla llena

Tipo III: Salida no sumergida

$H > H$

$Y_t < D$

Parcialmente llena

Tipo VI: Salida no sumergida

$H < H^*$

$Y_t > y_c$

Flujo subcrítico en la alcantarilla

Tipo V: Salida no sumergida

$H < H^*$

$Y_t < Yc$

Flujo subcrítico en la alcantarilla

Flujo supercrítico en la salida

Tipo VI: Salida no sumergida

$H < H^*$

$Y_t < Yc$

Flujo supercrítico en la alcantarilla

Flujo supercrítico en la entrada

En diseños preliminares rápidos se recomienda usar $H^* = 1.5\ D$

Los tipos I y II corresponden a flujo confinado en tuberías y los otros tipos a flujo en canales abiertos.

1.3 Criterios de diseño

1. El diseño hidráulico de una alcantarilla consiste en la selección de su diámetro de manera que resulte una velocidad promedio de 1.25 m/seg., en ciertos casos se suele dar a la alcantarilla una velocidad igual a la del canal donde ésta será construida, sólo en casos especiales la velocidad será mayor a 1.25 m/seg.
2. La cota de fondo de la alcantarilla en la transición de entrada, se obtiene restando a la superficie normal del agua, el diámetro del tubo más 1.5 veces la carga de velocidad del tubo cuando éste fluye lleno o el 20% del tirante de la alcantarilla.
3. La pendiente de la alcantarilla debe ser igual al a pendiente del canal.
4. El relleno encima de la alcantarilla o cobertura mínima de terreno para caminos parcelarios es de 0.60 m y para cruces con la panamericana de 0.9 m.
5. La transición tanto de entrada como de salida en algunos casos se conectan a la alcantarilla mediante una rampa con inclinación máxima de 4:1.
6. El talud máximo del camino encima de la alcantarilla no debe ser mayor de 1.5:1
7. En cruce de canales con camino, las alcantarillas no deben diseñarse en flujo supercrítico.
8. Se debe determinar la necesidad de collarines en la alcantarilla.
9. Normalmente las alcantarillas trabajan con nivel del agua libre, llegando a mojar toda su sección en periodos con caudales máximos.
10. Las pérdidas de energía máximas pueden ser calculadas según la fórmula:

Perd. = (Pe + Pf + Ps) $\frac{Va^2}{2g}$

Donde los coeficientes de pérdida pueden ser determinadas según lo explicado anteriormente:

Pe = Pérdidas por entrada

Ps = Pérdidas por salida

Pf = Pérdidas por fricción en el tubo

Va = Velocidad en la alcantarilla

El factor **f** de las pérdidas por fricción, se puede calcular mediante el diagrama de Moody o por el método que más se crea conveniente.

1.4 Tipos de alcantarillas por su capacidad

a. Alcantarilla de un tubo

Para caudales iguales o menores a 1.2 m^3/seg

Q max = Di^2 (m^3/seg)

Longitud de Transiciones

$LP \geq 4\ Di$

La transición de entrada no lleva protección y la transición de salida lleva una protección de enrocado con un espesor de la capa igual a 0.20m.

Longitud de protección

$LP \geq 3\ Di$

Diámetro interno mínimo

$Di = 0.51$

b. Alcantarilla de 2 tubos

Para caudales que oscilan entre 0.5 m^3/s y 2.2 m^3/s.

$Q\ max = 2\ Di^2\ (m^3/s)$

Longitud de las transiciones

$Lt \geq 5\ Di$

Las transiciones de entrada y salida llevan protección de enrocado con un espesor de la capa de roca de 0.25 m hasta una altura sobre el fondo del canal de 1.2 D.

Longitud de protección en la entrada

$Lp \geq 4\ Di$

Longitud de protección en la salida

$Lp \geq 5\ Di$

Diámetro interno mínimo

$Di = 0.51\ m$

c) Alcantarilla de 2 ojos

Para caudales que oscilan entre 1.5 m^3/s y 4.5m^3/s

Sección del ojo = Ancho x Altura

D x 1.25 D

Capacidad Máxima de la alcantarilla

$Q\ max = 3.1\ D^2\ (m^3/s)$

Entrada y salida con protección de enrocado y con espesor de la capa de roca de 0.25 m.

Longitud de las transiciones

$L_t = D + b$

b = plantilla del canal

Longitud de protección en la entrada

$L_p = 3\ D$

Longitud de protección en la salida

$L_p = 5\ D$

Diámetro interno mínimo

Di = 0.80 m

D. Alcantarilla de 3 ojos

Para caudales que oscilan entre 2.3 m^3/s y 10.5 m^3/s

Sección del ojo = ancho x altura

D x 1.25 D

Q max = 4.8 D^2 (m^3/s)

Entrada y salida con protección de enrocado y con un espesor de la capa de roca de 0.25 m.

Longitud de las transiciones

L_t = D + b

b = Plantilla del canal

Longitud de protección de la entrada

$L_p \geq 3$ D

Longitud de la protección de la salida

$L_p \geq 5$ D

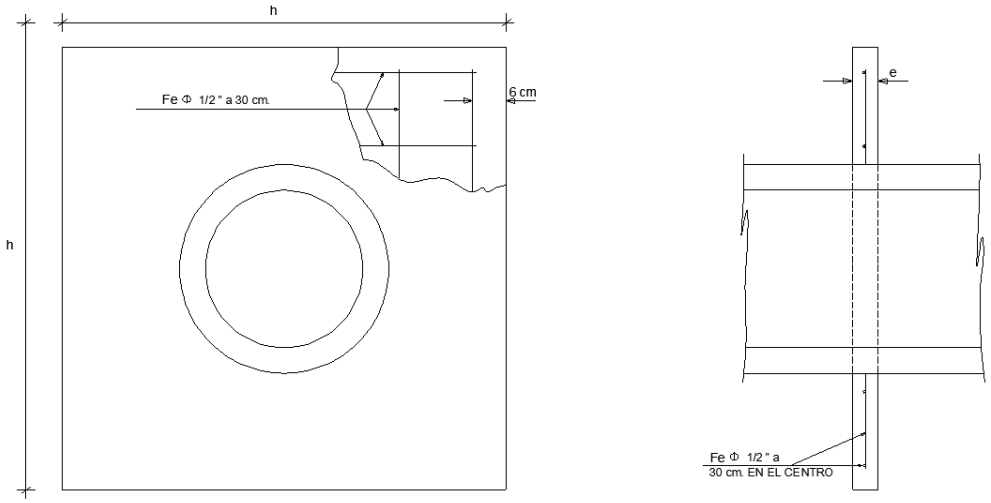
Diámetro interno mínimo

Di = 0.80 m

1.5 Collarines para los tubos

Estos se construyen cuando existe la posibilidad de una remoción de las partículas del suelo en los puntos de emergencia y exista peligro de falla de la estructura por tubificación, debido al agua que se mueve alrededor de la superficie del tubo en toda su longitud.

FIG 3. COLLARINES PARA TUBOS



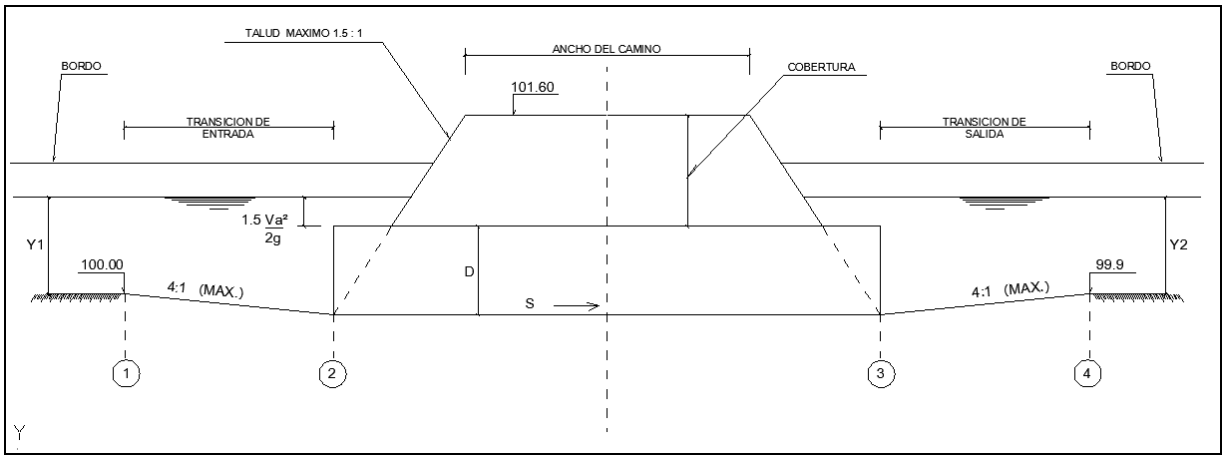
DIMENSIONES

Ø tubo	h (m)	e (m)
18”	1.52	0.15
21”	1.60	0.15
24”	1.68	0.15
27”	1.90	0.15
30”	2.13	0.15
36”	2.60	0.15
42”	2.82	0.15
48”	3.00	0.15
54”	3.50	0.15
60”	3.65	0.15

1.6 Ejemplos de diseño

Ejercicio 1.

Diseñar la alcantarilla de la figura adjunta, que cruza un camino parcelario con ancho de 5.5 m.



Características del canal aguas arriba y aguas abajo

Q = 0.7 m^3/s (Máximo)

Z = 1.5

S = 1 o/oo

n = 0.025

b = 1.0 m

$Y_1 = Y_2 = 0.59$ m

V = 0.63 m/s

$\frac{V^2}{2g}$ = 0.02 m

Solución

El diseño se hará siguiendo los criterios recomendados en los ítems descritos anteriormente

1) Selección del Diámetro

Q max = Di^2

Di = $\sqrt{0.70}$

Di = 0.836 escogemos: 36”

Di = 36” = 0.9144 m

2) Cota del tubo en 2

Área = πr^2 = 0.6567 m^2

Va = 1.066 m/s

1.5 $\frac{Va^2}{2g}$ = 0.087

El nivel de carga aguas arriba = 100 + 0.59 = 100.59

Cota del tubo en 2 = 100.59 – (D + 1.5 $\frac{Va^2}{2g}$)

3) Longitud de las transiciones entrada y salida

Lt = 4 Di

Lt = 3.66 ≈ 3.70

Longitud de la tubería:

Cota del camino: 101.60 msnm

Cota del punto 2: 99.59 msnm

Long. = 2 (1-5 (101.60 – 99.59)) + 5.50

Long. 11.53 ≈ 11.60 m

Cota en 4:

Esta cota al igual que la del punto 1, se obtiene del perfil del canal, cota 4: 99.90 msnm.

4) Carga hidráulica disponible

Sería la diferencia de niveles entre el punto 1 y 4

ΔH = (100.00 + 0.59) – (99.90 +0.59)

ΔH = 0.10 (Debe ser ≥ a las pérdidas de carga)

5) Inclinación de la transición de entrada

La inclinación máxima recomendada es 4:1

$$\frac{Lt}{Cota1 - Cota2} = \frac{3.70}{100.0 - 99.59} = 9$$

La inclinación sería 9:1 < 4:1; se acepta.

6) Balance de energía entre 1 y 4

$\sum_1 = E_4 + \sum$ Pérdidas

$\sum$Perdidas = Pe + Pf + Ps

Pe = Perdidas por entrada = 0.5 $\frac{Va^2}{2g} = 0.029$

Ps = Perdidas por salida = 0.65 $\frac{Va^2}{2g} = 0.038$

Pf = Perdidas por fricción = f $\frac{L}{D} x \frac{Va^2}{2g} = 0.019$

Donde:

f = 0.025 (comúnmente asumido para casos prácticos)

L = 11.60 (se puede redondear a 12)

D = 0.9144 m

Los coeficientes de Pe y Ps: según Fig. 2.15

$\sum$Pérdidas = 0.086 m

E_1 = 100.0 + 0.59 + 0.02 = 100.61 m

E_4 = $\sum$pérdidas = 99.90 + 0.59 + 0.02 + 0.086 = 100.596 m

En la ecuación (x) debe cumplirse la igualdad, o ser E_1 ligeramente mayor, en nuestro caso se tiene:

$E_1 – (E_4 + \sum$ pérdidas) = 100.61 – 100.596 = 0.014 m

Lo que significa que no habrá problema hidráulico, según nuestro cálculo la alcantarilla funcionará perfectamente.

Cota en 3

La pendiente del tubo es 2 o/oo

Luego: 12 x 0.002 = 0.024

Cota 3 = Cota 2 – 0.024 = 99.57 msnm

7) Inclinación de la transición de salida

$\frac{3.70}{99.90 - 99.57} = 11.2$

La inclinación sería: 11.2 : 1 < 4:1

Se acepta

Altura de la cobertura

Cota 2 + Cota 3 = 99.58

101.60 – (99.58 + 0.9144) = 101.60 – 100.49) = 1.10 m

1.10 > 0.60 (mínimo requerido)

No existe problema

8) Longitud de protección

Es la longitud del enrocado en seco colocado a mano, entre la transición y el canal de tierra y según el Ítems 4.3.1.4 será:

Lp = 3 Di

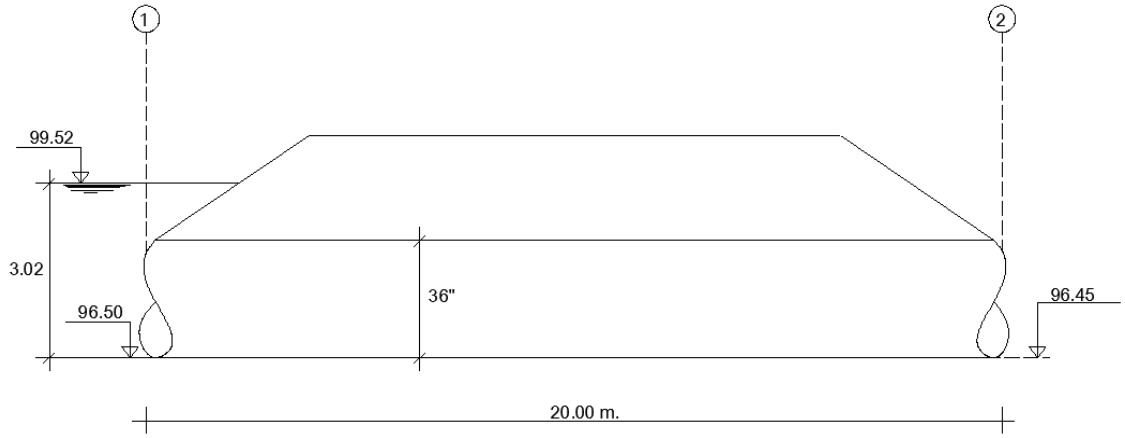
Lp = 3 x 0.9144 = 2.74

Lp = 2.80 m

El enrocad se colocará solo en la salida y en un espesor de 0.2 m.

Ejercicio 2.

Cuál será el caudal máximo que evacua la alcantarilla de 36" de diámetro de la Fig. adjunta, para desaguar una quebrada que cruza un camino, si el nivel máximo de agua en la quebrada es de 3.02 m y a la salida la descarga es libre.



Solución

Establecimiento balance de energía entre 1 y 2

$E_1 = E_2 + \sum$ Perdidas (A)

$\sum$ Perd. = Pe + P f

Pe = Perdidas por entrada = Ke $\frac{V_A^2}{2g}$

Ke = 0.5 (comúnmente adoptado para este caso)

$\sum$ Perd. = 0.5 $\frac{V_A^2}{2g}$ + 0.025 x $\frac{20}{0.9144} x \frac{V_A^2}{2g}$

$\sum$ Perd. = 1.047 $\frac{V_A^2}{2g}$

Reemplazando valores en la igualdad (A) se tiene:

99.52 = 96.45 + 0.9144 + $\frac{V_A^2}{2g}$ + 1.047 $\frac{V_A^2}{2g}$

V_A = 4.55 m/seg

Q = V_A x A = 4.55 x π $\frac{D^2}{4}$

Q = 2.99 m^3/seg.

Ejercicio 3.

Calcular hidráulicamente la alcantarilla en el cruce del canal Batangrande con un camino parcelario, la pendiente del canal es de 4 o/oo y no es posible modificarlo, ni antes ni después del cruce, puesto que el canal ya está construido, además el lecho y los taludes son de material pedregoso (canto rodado medio).

Características del canal en Tierra

Q = 5 m^2 /seg

b = 2.5 m

n = 0.035

Z = 1.5

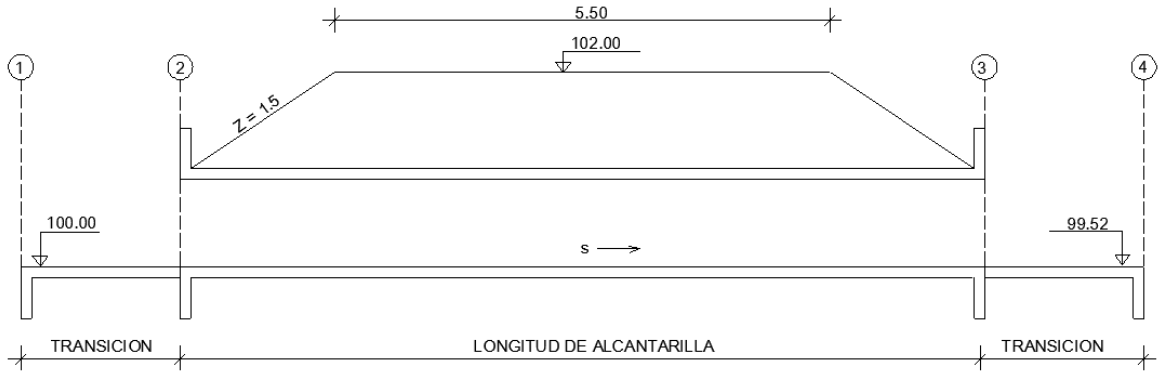
Y = 0.95 m

V = 1.34 m/seg

$\frac{V^2}{2g}$ = 0.092

H = 1.30 (altura de caja del canal)

ESQUEMA PRELIMINAR



Solución:

Son muchos y diferentes los criterios que entran en juego cuando se diseña hidráulicamente una obra de arte y a veces éstos escapan a los ya establecidos, al fin y al cabo cualquiera que sea el criterio, éste tendrá que ser comprobado de manea que se demuestre que la solución adoptada satisface el problema planteado.

Criterios.

1. Este es un caso que comúnmente se presenta en la práctica, después de diseñar el perfil, se procede al diseño de las obras de arte cuando ya no se puede variar la rasante del canal.
2. Nuestro punto de partida para iniciar el diseño, será asumir una velocidad en la alcantarilla igual o casi igual a la velocidad en el canal.
3. En este caso diseñaremos la alcantarilla para que trabaje a pelo libre, aun para el caudal máximo, debido a que éste ha sido calculado sin tener en cuenta los aportes por precipitación, lo cual nunca debe omitirse.
4. Según el problema se tiene:

Velocidad de diseño = 1.34 m/s

Caudal máximo = 5.0 m^3/s

Área = $\frac{Q}{V} = \frac{5}{1.34} = 3.73m^2$

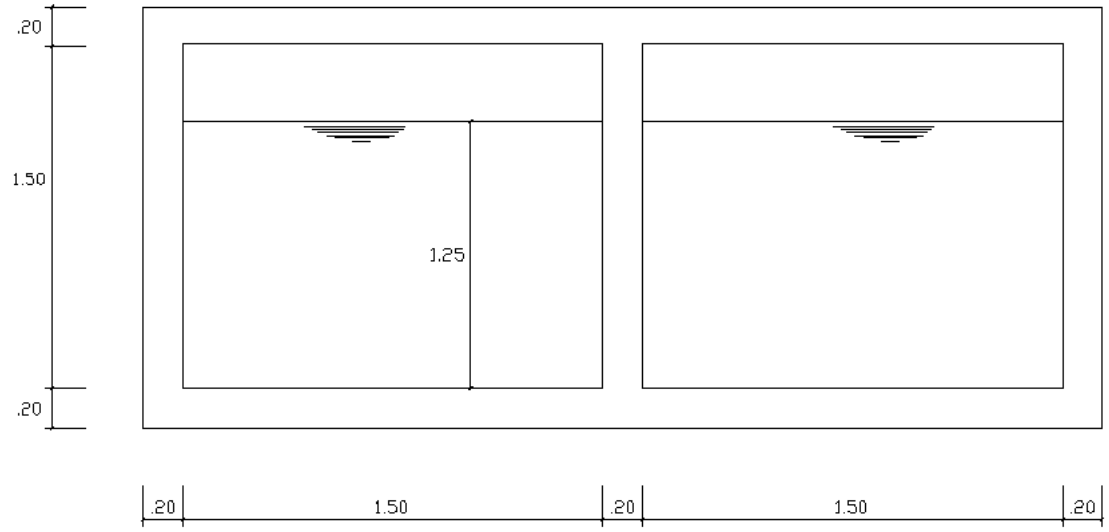
Si asumimos una plantilla de 3 m nos resulta un tirante de:

Área: Plantilla x tirante = 3.73 m^2

Tirante = $\frac{3.73\ m^2}{3.0\ m}$

Tirante = 1.24 ≈ 1.25 m

En consecuencia podemos asumir una alcantarilla d 2 ojos, cada ojo de sección rectangular de: 1.5 x 1.5, con un borde libre de 0.25 que puede servir para los avenamientos y para caudales imprevistos o extraordinarios mayores a Qmáx.



5. Longitud de transiciones

$$Lt = \frac{T_1 - T_2}{2Tg\alpha/2}$$

T_1 = b + 2zy = 2.5 + 2 x 1.5 x 0.95 = 5.35 m

T_2 = 3.20 m

$\alpha/2$ = 45º (para asegurar una mayor capacidad de embalse en casos fortuitos)

$$Lt = \frac{2.15}{2.0} = 1.08m$$

Como Lt = resulta demasiado corto se toma:

Lt = D + b = 1.5 + 2.5 = 4.0 m

6. Cota de la plantilla de la alcantarilla en el Punto 2

Cota 1 = 100.0 msnm (del perfil del canal)

Nivel de agua en 1 = 100.0 + 0.95 = 100.95 m.s.n.m.

Cota en 2 = 100-95 – 1.25 = 99.70 msnm

Nivel de agua en 2 = 99.70 + 1.25 = 100.95 m.s.n.m.

7. Longitud de la alcantarilla

Cota del camino = 102,00

Cota del punto 2 = 99.70

Dif. de cotas = 2.30 m

Longitud = 5.5 + 2 (1.5 x 2.30) = 12.40 m

8. Cota de la plantilla de la alcantarilla en 3

$$S = \left(\frac{Vn}{r^{2/3}}\right)^2 = \left[\frac{1.34x0.014}{\left(\frac{1.875}{4}\right)^{2/3}}\right]^2 = 0.001$$

S = 1 o/oo

Cota del punto 2 – (0.001 x 12.40) = 99.70 – 0.0124

Cota de la plantilla en 3 = 99.688

Nivel de agua en 3 = 100.938 m.s.n.m.

9. Cota de la plantilla en el punto 4

Se obtiene del perfil del canal y esta equivale a:

Longitud de alcant. + transiciones = 20.40 m

Desnivel: 0.004 x 20.40 = 0.0816 m

Cota 1 – 0.0816 = 100.0 – 0.0816 = 99.92

Cota de la plantilla en 4 = 99.92

Nivel de agua en 4 = 99.92 + 0.95 = 100.87 m.s.n.m.

10. Chequeo o comprobación hidráulica

E°_1 = E4 + $\sum$ perdidas (A)

En este caso calcularemos las pérdidas analíticamente

Pérdidas por Entrada

$$Pog = \frac{f}{2tg45^{o}}\left(1-\frac{A_2^2}{A_1^2}\right)\frac{V_2^2}{2g}$$

Según las ecuaciones descritas:

A_1 = (2.5 + 1.5 x 0.95) 0.95 = 3.73 m^2

A_2 = 2 (1.5 x 1.25) = 3.75 m^2

F_1 = 2.5 – 2 x 0.95 $\sqrt{1 + 1.5^2}$ = 5.93 m

F_2 = 2 (1.25 x 2 + 1.5) = 8 m

R_1 = 0.63 m

R_2 = 0.47 m

R = 0.55 (promedio)

F = 0.037 (según 2.5.2.3.)

Reemplazando valores, se tiene:

Pog = 0

Pérdidas por fricción

S = 0.001

Perdidas = 12.40 x 0.001

Perdidas = 0.0124 m

Pérdidas por salida

Peg = $\rho \left(\frac{V_3 - V_4}{2g} \right)^2 = \rho \left(\frac{A_4}{A^3} = 1 \right)^2 \frac{V_4^2}{2g}$

Razón de anchuras: $\frac{T_4}{T_3} = \frac{5.35}{3.20} = 1.67$

Con este valor y con $\alpha/2 = 45^o$ se obtiene:

ρ = 0.8 (aprox.)

A_4 = 3.73 m^2

A_3 = 3.75 m^2

Reemplazando valores se obtiene:

Pa = 0

11. Sumatoria de pérdidas

Perd. = Pe + Pf + Ps = 0.0124 m

Se puede concluir que cuando se proyecta con velocidades iguales las perdidas de cargas se pueden despreciar.

Reemplazando valores en la igualdad (A)

$E_1 = E_4$ = Perdidas

100.0 + 0.95 + 0.092 = 99.92 + 0.95 + 0.0124

101.042 = 100.974

DIF. = 0.068 m

Lo que significa que no habrá problema hidráulico, puesto que la carga hidráulica en 1 es mayor que en 4.

Inclinación de las transiciones

Transición de entrada

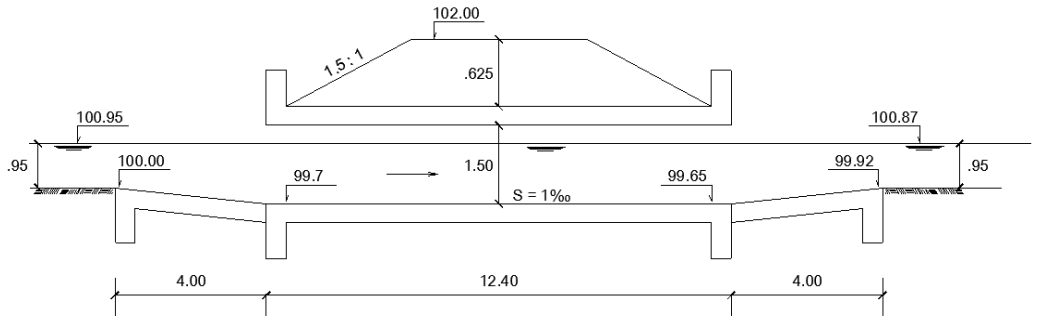
$\frac{4}{100.0 - 99.70} = 13.3$ o sea 13.3:1

Transición de salida

$\frac{4}{99.92 - 99.65} = 14.6$ ó sea 14.8:1

Ambas son más planas que 4:1 luego se aceptan

ESQUEMA DEFINITIVO



5.0 DISEÑO DE DESARENADORES

1. DESARENADORES

1.1 Definición

Los desarenadores (figura 1), son obras hidráulicas que sirven para separar (decantar) y remover (evacuar) después, el material sólido que lleva el agua de un canal.

El material sólido que se transporta ocasiona perjuicios de las obras:

i. Una gran parte del material sólido va depositándose en el fondo de los canales disminuyendo su sección. Esto aumenta el costo anual de mantenimiento y produce molestas interrupciones en el servicio del canal.

ii. Si los canales sirven a plantas hidroeléctricas, la arena arrastrada por el agua pasa a las turbinas desgastándolas tanto más rápidamente cuanto mayor es la velocidad. Esto significa una disminución del rendimiento y a veces exige reposiciones frecuentes y costosas.

1.2 Clases de desarenadores

i. En función de su operación:

- **Desarenadores de lavado continuo**, es aquel en el que la sedimentación y evacuación son dos operaciones simultáneas.
- **Desarenadores de lavado discontinuo (intermitente)**, que almacena y luego expulsa los sedimentos en movimientos separados. Son el tipo más común y la operación de lavado se procura realizar en el menor tiempo posible con el objeto de reducir al mínimo las pérdidas de agua.

ii. En función de la velocidad de escurrimiento:

- De baja velocidad $v < 1$ m/s (0.20 – 0.60 m/s)
- De alta velocidad $v > 1$ m/s (1 – 1.5 m/s)

iii. Por la disposición de los desarenadores:

- En serie, formado por dos o más depósitos construidos uno a continuación del otro.
- En paralelo, formado por dos o más depósitos distribuidos paralelamente y diseñados para una fracción del caudal derivado.

1.3 Fases del desarenamiento

- Fase de sedimentación
- Fase de purga (evacuación)

1.4 Elementos de un desarenador

Para cumplir su función, el desarenador se compone de los siguientes elementos:

a. ***Transición de entrada:*** une el canal con el desarenador.

b. ***Cámara de sedimentación:*** lugar en la cual las partículas sólidas caen al fondo, debido a la disminución de la velocidad producida por el aumento de la sección transversal.

Según Dubuat, las velocidades límites por debajo de las cuales el agua cesa de arrastrar diversas materias son:

- Para la arcilla 0.081 m/s
- Para la arena fina 0.16 m/s
- Para la arena gruesa 0.216 m/s

De acuerdo a lo anterior, la sección transversal de un desarenador, se diseña para velocidades que varían entre 0.1 m/s y 0.4 m/s, con una profundidad media de 1.5 m y 4 m. Observar que para una velocidad elegida y un caudal dado, una mayor profundidad implica un ancho menor y viceversa.

La forma de la sección transversal puede ser cualquiera aunque generalmente se escoge una rectangular o una trapezoidal simple o compuesta. La primera simplifica considerablemente la construcción, pero es relativamente cara pues las paredes deben soportar la presión de la tierra exterior y se diseñan por lo tanto como muros de sostenimiento. La segunda es hidráulicamente más eficiente y más económica pues las paredes trabajan como simple revestimiento. Con el objeto de facilitar el lavado, concentrando las partículas hacia el centro, conviene que el fondo no sea horizontal sino que tenga una caída hacia el centro. La pendiente transversal usualmente escogida es de 1:5 a 1:8.

c. ***Vertedero:*** al final de la cámara se construye un vertedero sobre el cual pasa el agua limpia hacia el canal. Las capas superiores son las que primero se limpian, es por esto que la salida del agua desde el desarenador se hace por medio de un vertedero, que hasta donde sea posible debe trabajar con descarga libre.

También mientras más pequeña es la velocidad de paso por el vertedero, menos turbulencia causa en el desarenador y menos materiales en suspensión arrastran.

Como máximo se admite que esta velocidad puede llegar a v = 1 m/s.

De la ecuación de Francis para un vertedero rectangular sin contracciones, se tiene:

$$Q = C\ L\ h^{\frac{3}{2}} \qquad (1)$$

Donde:

Q = caudal (m^3/s)

C = 1.84 (para vertederos de cresta aguda)

C = 2.0 (para vertederos de perfil Creager)

L = longitud de la cresta (m)

h = carga sobre el vertedero (m)

Siendo el área hidráulica sobre vertedero:

A = L h (2)

La velocidad, por la ecuación de continuidad, será:

$$v = \frac{Q}{A} = \frac{CLh^{\frac{3}{2}}}{Lh} = Ch^{\frac{1}{2}} \quad (3)$$

y la carga sobre el vertedero:

$$h = \left(\frac{v}{C}\right)^2 \quad (4)$$

De donde para los valores indicados de **v** y **C**, se puede concluir que el máximo valor de **h** no debería pasar de 25 cm.

Casi siempre el ancho de la cámara del desarenador no es suficiente para construir el vertedero recto y perpendicularmente a la dirección del agua. Por esto se le ubica en curva que comienza en uno de los muros laterales y continúan hasta cerca de la compuerta de desfogue. Esta forma facilita el lavado permitiendo que las arenas sigan trayectorias curvas y al mismo tiempo el flujo espiral que se origina las alejas del vertedero.

d. Compuerta de lavado o fondo, sirve para desalojar los materiales depositados en el fondo. Para facilitar el movimiento de las arenas hacia la compuerta, al fondo del desarenador se le da una gradiente fuerte del 2 al 6%. El incremento de la profundidad obtenido por efecto de esta gradiente no se incluye en el tirante de cálculo, sino que el volumen adicional obtenido se lo toma como depósito para las arenas sedimentadas entre dos lavados sucesivos.

Es necesario hacer un estudio de la cantidad y tamaño de sedimentos que trae el agua para asegurar una adecuada capacidad del desarenador y no necesitar lavarlo con demasiada frecuencia.

Para lavar una cámara del desarenador se cierran las compuertas de admisión y se abren las de lavado con lo que el agua sale con gran velocidad arrastrando la mayor parte de los sedimentos. Entre tanto el caudal normal sigue pasando al canal sea a través del canal directo o a través de otra cámara del desarenador.

Una vez que está vacía la cámara, se abren parcialmente las compuertas de admisión y el agua que entra circula con gran velocidad sobre los sedimentos que han quedado,

erosionándolos y completando el lavado (en forma práctica, el operario se puede ayudar de una tabla para direccional el agua, a fin de expulsa el sedimento del desarenador).
Generalmente, al lavar un desarenador se cierran las compuertas de admisión. Sin embargo, para casos de emergencia el desarenador debe poder vaciarse inclusive con estas compuertas abierta. Por este motivo las compuertas de lavado deben diseñarse para un caudal igual al traído por el canal más el lavado que se obtiene dividiendo el volumen del desarenador para el tiempo de lavado.

Hay que asegurarse que el fondo de la o las compuertas esté más alto que el punto del río al cual se conducen las aguas del lavado y que la ardiente sea suficiente para obtener una velocidad capaz de arrastrar las arenas.
Se considera que para que el lavado pueda efectuarse en forma rápida y eficaz esta velocidad debe ser e 3 – 5 m/s.
Muchas veces, esta condición además de otras posibles de índole topográfica, impiden colocar al desarenador, inmediatamente después de la toma que es la ubicación ideal, obligando desplazarlo aguas abajo en el canal.

e. Canal directo, por el cual se da servicio mientras se está lavando el desarenador. El lavado se efectúa generalmente en un tiempo corto, pero con si cualquier motivo, reparación o inspección, es necesario secar la cámara del desarenador, el canal directo que va por su contorno, permite que el servicio no se suspenda. Con este fin a la entrada se colocan dos compuertas una de entrada al desarenador y otra al canal directo.
En el caso de ser el desarenador de dos o más cámaras, el canal directo ya no es necesario pues una de las cámaras trabaja con el caudal total mientras la otra se lava.

1.5 Consideraciones para el diseño hidráulico

1.5.1 Cálculo del diámetro de las partículas a sedimentar

- Los desarenadores se diseñan para un determinado diámetro de partícula, es decir, que se supone que todas las partículas de diámetro superior al escogido deben depositarse. Por ejemplo, el valor del diámetro máximo de partícula normalmente admitido para plantas hidroeléctricas es de 0.25 mm. En los sistemas e riego generalmente se acepta hasta un diámetro de 0.5 mm.
- Se debe tener en cuanta el usar convenientemente la curva granulométrica representativa del material en suspensión y fondo para un periodo de retorno equivalente a criterio del diseñador (se sugiere 50 años). Información básica necesaria para determinar la cámara de colmatación, determinación del periodo de purga y el porcentaje de material en suspensión que no podrá ser retenido.
- Para el uso de agua en agricultura, el diámetro mínimo de la partícula a eliminar seria de 0.5 mm, y para energía 0.2 mm. Para proyectar la decantación del material de

material sólido de diámetro menor, el diseñador deberá utilizar otras técnicas sobre la base de experiencias que permitan garantizar la eficiencia en la retención.

- También se debe prever a que lugares se va a orientar o depositar los materiales decantados.
- La sección más eficiente para decantar, resulta ser la compuesta por paredes verticales en la parte superior y trapecial en la parte inferior.
- En sistemas hidroeléctricos el diámetro puede calcularse en función de la altura de caída como se muestra en la **tabla 1**, o en función del tipo de turbina como se muestra en la **tabla 2.**

Tabla 1 Diámetro de partículas en función de la altura de caída

Diámetro de partículas (d) que son retenidas en el desarenador (mm)	Altura de caída (H) (m)
0.6	100 – 200
0.5	200 – 300
0.3	300 – 500
0.1	500 - 1000

Tabla 2 Diámetro de partículas en función del tipo de turbinas

Diámetro de partículas (d) a eliminar en el desarenador (mm)	Tipo de turbina
1 – 3	Kaplan
0.4 – 1	Francis
0.2 – 0.4	Pelton

1.5.2 Cálculo de la velocidad del flujo v en el tanque

La velocidad en un desarenador se considera lenta, cuando está comprendida entre 0.20 m/s a 0.60 m/s.

La elección puede ser arbitraria o puede realizar utilizando la fórmula de Campo.

$$v = a\sqrt{d} \text{ (cm/s)} \qquad (5)$$

Donde:

d = diámetro (mm)

a = constante en función del diámetro

a	**d (mm)**
51	< 0.1
44	0.1 - 1
36	> 1

1.5.3 Cálculo de la velocidad de caída w (en aguas tranquilas)

Para este aspecto, existen varias fórmulas empíricas, tablas y nomogramas, algunas de las cuales consideran:

- Peso específico del material a sedimentar ($\mathbf{p_s}$): gr/cm^3 (medible)
- Peso especifico del agua turbia (ρ_w): gr/cm^3 (medible)

Así se tiene:

- **Tabla 4** preparada por **Arkhangelski**, la misma que permite calcular w (cm/s) en función del diámetro de partículas d (en mm).
- La experiencia generado por **Sellerio**, la cual se muestra en el nomograma de la **figura 3**, la misma que permite calcular w (en cm/s) en función del diámetro d (en mm)
- La formula de Owens:

$$w = k\sqrt{d(\rho_s - 1)} \qquad (6)$$

Donde:

w = velocidad de sedimentación (m/s)

d = diámetro de partículas (m)

ρ_s**=** peso especifico del material (g/cm^3)

k = constante que varía de acuerdo con la forma y naturaleza de los granos, sus valores se muestra en la tabla 3

Tabla -3 Valores de la constante k

Forma y naturaleza	**K**
Arena esférica	9.35
Granos redondeados	8.25
Granos cuarzo d > 3 mm	6.12
Granos cuarzo d > 0.7 mm	1.28

Tabla 4 Velocidades de sedimentación w calculado por Arkhangelski (1935) en función del diámetro de partículas

d (m)	W (cm/s)
0.05	0.178
0.10	0.692
0.15	1.560
0.20	2.160
0.25	2.700
0.30	3.240
0.35	3.780
0.40	4.320
0.45	4.860
0.50	5.400
0.55	5.940
0.60	6.480
0.70	7.320
0.80	8.070
1.00	9.44
2.00	15.29
3.00	19.25
5.00	24.90

Tabla 5 Valores de la constante k

Forma y naturaleza	k
Arena esférica	9.35
Granos redondeados	8.25
Granos cuarzo d > 3 mm	6.12
Granos cuarzo d < 0.7 mm	1.28

1.5.4 La fórmula de Scotti - Foglieni

$$w = 3.8 \sqrt{d} + 8.3\, d \qquad (7)$$

Donde:

w = velocidad de sedimentación (m/s)

d = diámetro de la partícula (m)

Para el cálculo de w de diseño, se puede obtener el promedio de los w_s con los métodos enunciados anteriormente.

En algunos casos puede ser recomendable estudiar en el laboratorio la fórmula que rija las velocidades de caída de los granos de un proyecto específico.

1.5.5 Cálculo de las dimensiones del tanque

a. Despreciando el efecto del flujo turbulento sobre la velocidad de sedimentación, se pueden plantear las siguientes relaciones:

Caudal: Q = b h v → ancho del desarenador:

$$b = \frac{Q}{kv} \quad \text{..... (8)}$$

Tiempo de caída:

$$w = \frac{h}{1} \rightarrow t = \frac{h}{w} \quad \text{..... (9)}$$

Tiempo de sedimentación:

$$v = \frac{L}{t} \rightarrow t = \frac{L}{v} \quad \text{..... (10)}$$

De donde la longitud, aplicando la teoría de simple sedimentación es:

$$L = \frac{hv}{w} \quad \text{..... (11)}$$

b. Considerando los efectos retardatorios de la turbulencia

Con el agua en movimiento la velocidad de sedimentación es menor, e igual a w – w', donde w' es la reducción de velocidad por efectos de la turbulencia.

Luego, la ecuación (4.11) se expresa:

$$L = \frac{hv}{w - w'} \quad \text{..... (12)}$$

en la cual se observa que manteniendo las otras condiciones constantes la ecuación (12) proporciona mayores valores de la longitud del tanque que la ecuación (11).

Eghiazaroff, expresó la reducción de velocidad como:

$$w' = \frac{v}{5.7 + 2.3h} m/s \quad \text{..... (13)}$$

Levin, relacionó esta reducción con la velocidad de flujo con un coeficiente:

$w' = \alpha v$ m/s ..... (14)

Bestelli et al, considera:

$$\alpha = \frac{0.132}{\sqrt{h}} \qquad \text{.....(15)}$$

Donde **h** se expresa en **m**.

En el cálculo de los desarenadotes de bajas velocidades se puede realizar una corrección, mediante el coeficiente K, que varía de acerado a las velocidades de escurrimiento en el tanque, es decir:

$$L = K\frac{hv}{w} \qquad \text{..... (16)}$$

donde K se obtiene de la **tabla 6.**

Tabla 6 Coeficiente para el cálculo de desarenadores de baja velocidad.

Velocidad de escurrimiento (m/s)	K
0.20	1.25
0.30	1.50
0.50	2

En los desarenadores de altas velocidades, entre 1 m/s a 1.50 m/s, Montagre, precisa que la caída de los granos de 1 mm están poco influenciados por la turbulencia, el valor de K en términos del diámetro, se muestra en la **tabla 7.**

Tabla 7 Coeficiente para el cálculo de desarenadotes de alta velocidad

Dimensiones de las partículas a eliminar d (mm)	K
1	1
0.50	1.3
0.25 – 0.30	2

El largo y el ancho de los tanques pueden en general, construirse a más bajo costo que las profundidades, en el diseño se deberá adoptar la mínima profundidad práctica, la cual para velocidades entre 0.20 y 0.60 m/s, puede asumirse entre 1.50 y 4.00 m.

1.5.6 Proceso de cálculo de las dimensiones del tanque

El proceso de cálculo se puede realizar de la siguiente manera:

a. Asumiendo una profundidad (por ejemplo h = 1.50 m)

a.1 Aplicando la teoría de simple sedimentación:

- Calcular la longitud con la ecuación:

$$L = \frac{hv}{w}$$

- Calcular el ancho de desarenador con la ecuación:

$$b = \frac{Q}{hv}$$

- Calcular el tiempo de sedimentación con la ecuación:

$$t = \frac{h}{w}$$

- Calcular el volumen de agua conducido en ese tiempo con la ecuación:

  V = Q t

- Verificar la capacidad del tanque con la ecuación:

  V = b h L

a.2 Considerando los efectos retardatorios de la turbulencia:

- Calcular α, según **Bastelli et al**:

$$\alpha = \frac{0.132}{\sqrt{h}}$$

- Calcular w', según **Levín:**

  w ' = αv

- Calcular w', según **Eghiazaroff** :

$$w' = \frac{v}{5.7 + 2.3h}$$

- Calcular la longitud L utilizando la ecuación:

$$L = \frac{hv}{w - w'}$$

Para valores de w' obtenidos de las ecuaciones de Bestelli y Eghiazaroff

- Calcular L, corregida según la ecuación (9):

$$L = K\frac{kv}{w}$$

- De lo valores de L obtenidos, elegir uno de ellos.
- Definido h, b, y L se tienen las dimensiones del tanque desarenador.
- Para facilidad del lavado, al fondo del desarenador se le dará una pendiente del 2%. Esta inclinación comienza al finalizar la transición.

1.5.7 Cálculo de la longitud de la transición

La transición debe ser hecha lo mejor posible, pues la eficiencia de la sedimentación depende de la uniformidad de la velocidad en la sección transversal, para el diseño se puede utilizar la fórmula de Hind:

$$L = \frac{T_1 - T_2}{2tg\,22.5^o} \quad \text{.....(17)}$$

Donde:

L = longitud de la transición

T_1 = espejo de agua del desarenador

T_2 = espejo de agua en el canal

1.5.8 Cálculo de la longitud del vertedero

Al final de la cámara se construye un vertedero sobre el cual pasa el agua limpia hacia el canal. Mientras más pequeña es la velocidad de paso por el vertedero, menos turbulencia causa en el desarenador y menos materiales en suspensión arrastran.

Como máximo se admite que esta velocidad puede llegar a v = 1 m/s y como se indicó anteriormente, esta velocidad pone un límite al valor máximo de la carga h sobre el vertedero, el cual es de 0.25 m.

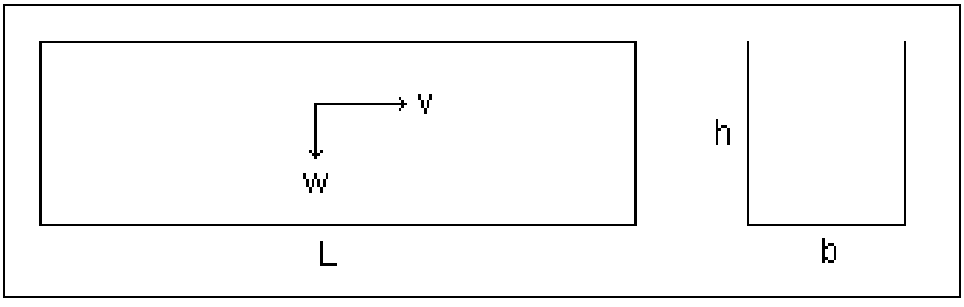
1.5.9 Cálculo de L

Para un h = 0.25 m,C = 2 (para un perfil Creager) ó C = 1.84 (cresta aguda), y el caudal conocido, se despeja L, la cual es:

$$L = \frac{Q}{Ch^{1/2}} \text{.....(18)}$$

Por lo general la longitud del vertedero **L,** es mayor que el ancho del desarenador **b**, por lo que se debe ubicar a lo largo de una curva circular, que comienza en uno de los muros laterales y continúa hasta la compuerta de lavado, como se muestra en la **figura 1**.

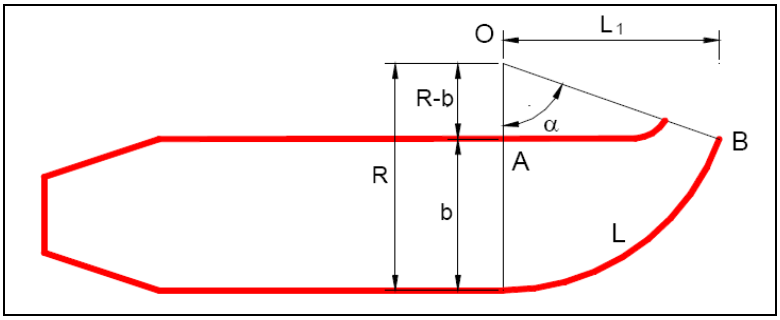
FIGURA 1



1.5.10 Cálculo del ángulo central α y el radio R con que se traza la longitud del vertedero

En la figura 2, se muestra un esquema del tanque del desarenador, en ella se indican los elementos: **α, R y L.**

FIGURA 2



a. Cálculo de α:

Se sabe que:

2πR ----– 360

L---------- α

Como en la ecuación L y b son conocidos, el segundo miembro es una constante:

$$C = \frac{180L}{\prod b} \qquad (20)$$

por lo que la ecuación (20) se puede escribir:

$$f(\alpha) = \frac{\alpha}{1-\cos\alpha} = C \ldots\ldots (21)$$

El valor de α se encuentra resolviendo por tanteos la ecuación (21).

b. Cálculo de R:

Una vez calculado α, R se calcula utilizando la ecuación la cual se deduce de la **figura 2:**

$$R = \frac{180L}{\prod \alpha} \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (22)$$

1.5.11 Cálculo de la longitud de la proyección longitudinal del vertedero (L_1).

De la figura 6.5, tomando el triángulo OAB, se tiene:

$$sen\alpha = \frac{L_1}{R} \rightarrow L_1 = Rsen\alpha \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (23)$$

1.5.12 Cálculo de la longitud promedio ($\overline{L}$)

$$\overline{L} = \frac{L + L_1}{L_2} \quad \text{.....(24)}$$

1.5.13 Cálculo de la longitud total del tanque desarenador

$$L_T = L_t + L + \overline{L} \quad \text{.....(25)}$$

Donde:

L_T = longitud total

L_t = longitud de la transición de entrada

L = longitud del tanque

$\overline{L}$ **=** longitud promedio por efecto de la curvatura del vertedero

1.5.14 Cálculos complementarios

a. Cálculo de la caída del fondo

$\Delta Z = L \times S$.....(26)

Donde:

ΔZ = diferencia de cosas del fondo del desarenador

L = $L_T - L_t$

S = pendiente del fondo del desarenador (2%)

b. Cálculo de la profundidad del desarenador frente a la compuerta de lavado

$H = h + \Delta Z$.....(27)

Donde:

H = profundidad del desarenador frente a la compuerta de lavado

h = profundidad del diseño del desarenador

ΔZ= diferencia de cosas del fondo del desarenador

c. Cálculo de la altura de cresta del vertedero con respecto al fondo

$h_c = H - 0.25$ (28)

Donde:

h_c = altura de la cresta del vertedero con respecto al fondo

H = profundidad del desarenador frente a la compuerta de lavado

d. Cálculo de las dimensiones de la compuerta de lavado

Suponiendo una compuerta cuadrada de lado l, el área será $A = l^2$

La compuerta funciona como un orificio, siendo su ecuación:

$Q = C_d\ A_b\ \sqrt{2gh}$ ……(29)

Donde:

Q = caudal a descargar por el orificio

C_d = coeficiente de descarga = 0.60 para un orificio de pared delgada

A_o = Área del orificio (desde la superficie del agua hasta el centro del orificio)

h = carga sobre el orificio (desde la superficie del agua hasta el centro del orificio)

g = aceleración de la gravedad, 9.81 m/s^2

e. Cálculo de la velocidad de salida

$$v = \frac{Q}{A_o} \text{ ……(30)}$$

Donde:

v = velocidad de salida por la compuerta, debe ser de 3 a 5 m/s, para el concreto el limite erosivo es de 6 m/s.

Q = caudal descargado por la compuerta

A_o = área del orificio, en este caso igual al área A de la compuerta

2. EJEMPLO DE DISEÑO DE UN DESARENADOR

Se propone diseñar un desarenador de baja velocidad (v < 1m/s) con el objetivo de separar y remover después el material sólido que lleva el agua de un canal de caudal Q = 7 m^3/s

2.1 Diámetro de las partículas a sedimentar

En este caso el material sólido a sedimentar consiste en partículas de arena fina:

- Arena fina - gruesa → d = 0.2 mm.

2.2 Cálculo de la velocidad del flujo *v* en el tanque

Utilizamos la fórmula de Camp:

$v = a*\sqrt{d}$

Donde: d = Diámetro (mm)

a = constante en función del diámetro

Para: d = 0.2 mm

a = 44

Luego: v = 44*√0.2

v = 19.67 cm/s = 0.2 m/s

De acuerdo a lo anterior vemos que la velocidad del flujo determinada es adecuada.

2.3 Cálculo de la velocidad de caída *w*

Para este aspecto existen varias fórmulas empíricas, tablas y nomogramas, entre las cuales consideramos:

2.3.1 Arkhangelski

Tabla en la cual determinamos *w* (cm/s) en función del diámetro de partículas *d* (mm).

Para un diámetro de d = 0.2 mm.

El *w* será (según la tabla mostrada):

w = 2.16 cm/s = 0.0216 m/s

Velocidades de sedimentación w calculado por Arkhangelski (1935) en función del diámetro de partículas

d (mm)	w (cm/s)
0.05	0.178
0.10	0.692
0.15	1.560
0.20	2.160
0.25	2.700
0.30	3.240
0.35	3.780
0.40	4.320
0.45	4.860
0.50	5.400
0.55	5.940
0.60	6.480
0.70	7.320
0.80	8.070
1.00	9.44
2.00	15.29
3.00	19.25
5.00	24.90

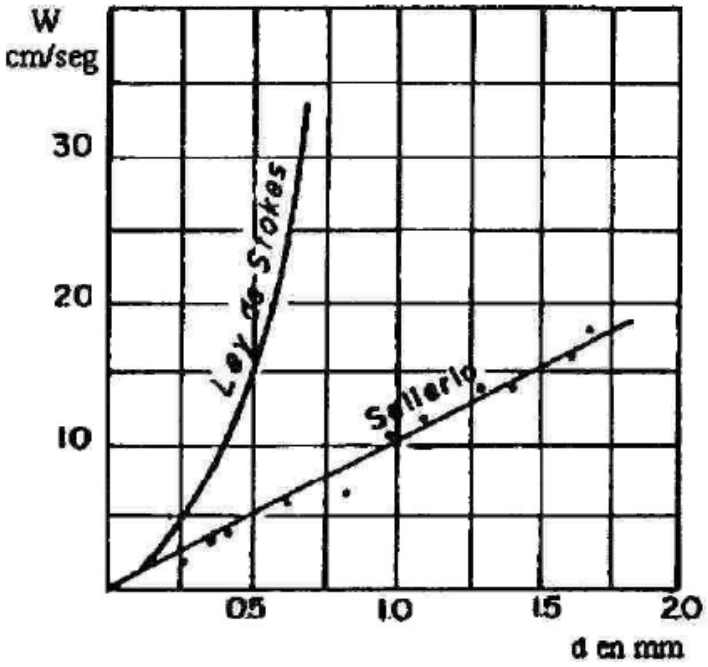
2.3.2 Nomograma Stokes y Sellerio

Permite calcular *w* (cm/s) en función del diámetro *d* (mm)

- Según Stokes: *w* = 4 cm/s = 0.04 m/s aprox
- Según Sellerio: *w* = 2.5 cm/s = 0.025 m/s aprox

Figura 3

Experiencia de Sellerio



2.3.3 Owens

Propone la fórmula:

$w = k*[d*(\rho_s - 1)]^{0.5}$

Donde:

ρ_s = 1.65 gr./cm^3

k = Constante que varía de acuerdo con la forma y naturaleza de los granos se tomará un valor ubicado entre 9.35 y 1.28 → k = 4.8

Luego:

$w = 4.8*[0.0002*(1.65 - 1)]^{0.5}$

w = 0.0547 m/s.

2.3.4 Scotti – Foglieni

Calculamos w a partir de la fórmula:

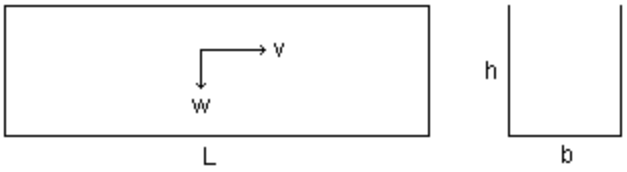
$w = 3.8*d^{0.5} + 8.3*d$

$w = 3.8*0.0002^{0.5} + 8.3*(0.0002)$

$w = 0.0554$ m/s

Se tomará el promedio de los *w* obtenidos y obtendremos → *w = 3.934 cm/s = 0.03934 m/s*

2.4 Cálculo de las dimensiones del tanque



Calculamos:

- **Ancho del desarenador**

  Q = (b*h)* *v*

  b = Q/ (h* *v*)

  b = 7/ (4*0.2)

  b = 8.75 m → b = 8.8 m

- **Longitud del desarenador**

  L = (h* *v*)/ *w*

  L = (4*0.2)/ 0.0393

  L = 20.36 m ≈ L = 21 m

- **Tiempo de sedimentación**

  t = h/*w*

  t = 4/ 0.0393

  t = 101.78 s ≈ t = 102 s

- **Volumen de agua conducido en ese tiempo**

  V = Q*t

  V = 7*102

  V = 714 m3

- **Verificando la capacidad del tanque**

  V = b*h*L

  V = 8.8*4*21

  V = 739 m^3

Se verifica que $V_{TANQUE} > V_{AGUA}$

Para facilidad del lavado al fondo del desarenador se le dará una pendiente del 2%. Esta inclinación comienza al finalizar la transición.

2.5 Cálculo de la longitud de la transición

Para el diseño de la transición se puede utilizar la fórmula de Hind:

$Lt = (T_1 - T_2)/ [2*tg (22.5º)]$

Donde:

L = Longitud de la transición

T_1 = Espejo de agua del desarenador = b = 8.8 m

T_2 = Espejo de agua en el canal = 2.8 m (*)

(*) El canal que antecede a la transición posee las siguientes características:

- Sección: Rectangular
- Base del canal: bC = 2.8 m
- Tirante: YC =1.4
- Velocidad: v = 1.78 m/s
- Froude: F_C = 0.48 (Flujo sub - crítico)

Luego:

Lt = (8.8 – 2.8)/ [2*(tg 22.5º)]

Lt = 7.24 ≈ Lt = 7.2 m

2.6 Cálculo de la longitud del vertedero al final del tanque (Lv)

Aplicamos la siguiente fórmula:

$Lv = Q/ (C*h^{1.5})$

Donde:

- V máx. = 1 m/s
- H máx. = 0.25 m
- Q = 7 m3/s
- C = 2 (perfil tipo Creager)

Luego:

$Lv = 7/ (2*0.25^{1.5})$

Lv = 28 m

2.7 Cálculo del ángulo central α y el radio R con que se traza la longitud del vertedero.

2.7.1 Cálculo de α

Si: 2π --- 360º

L_V --- α

Entonces: $R = (180*L_V)/(\pi*\alpha)$… (1)

Además: $\cos\alpha = (R - b)/R$

$R = b/(1 - \cos\alpha)$… (2)

De (1) y (2):

$(180*L_V)/(\pi*b) = \alpha/(1 - \cos\alpha)$

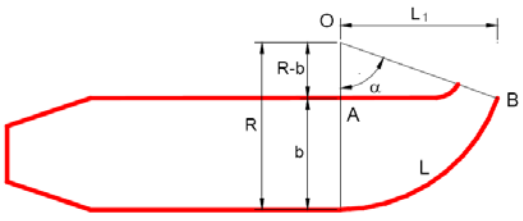
Reemplazando datos:

$(180*28)/(\pi*8.8) = \alpha/(1 - \cos\alpha) \rightarrow \alpha = 37.31º$

2.7.2 Cálculo de R

En (2):

$R = 8.8/[1 - \cos(37.31º)] \rightarrow R = 43$ m



Esquema del tanque del desarenador

2.8 Cálculo de la longitud de la proyección longitudinal del vertedero (L_1)

Tomando el triángulo OAB se tiene:

en $\alpha = L_1/R \rightarrow L_1 = R*\text{Sen}\,\alpha$

$L_1 = 28*\text{Sen}(37.31º)$

$L_1 = 16.97$ m

2.9 Cálculo de la longitud promedio (L)

$L = (L + L_1)/ 2$

$L = (28 + 16.97) /2$

$L = 22.48 \approx 23$ m

2.10 Cálculo de la longitud total del tanque desarenador (L_T)

$L_T = Lt + L + L$

Donde:

L_T = Longitud total

Lt = Longitud de la transición de entrada

L = Longitud del tanque

L = Longitud promedio por efecto de la curvatura del vertedero

Luego:

$L_T = 7.24$ m + 20.36 m + 22.48 m

$L_T = 50.1$ m

2.11 Cálculos complementarios

2.11.1 Cálculo de la caída del fondo

$\Delta z = L*S$

Donde:

Δz = Diferencia de cotas del fondo del desarenador

$L = L_T – Lt$

S = Pendiente del fondo del desarenador (2%)

Luego:

$\Delta z = (50.1 – 7.24)*2/100$

$\Delta z = 0.8572$ m ≈ 0.9 m

2.11.2 Cálculo de la profundidad del desarenador frente a la compuerta de lavado

$H = h + \Delta z$

$H = 4 + 0.9 \rightarrow H = 4.9$ m

2.11.3 Cálculo de la altura de cresta del vertedero con respecto al fondo

$h_C = H – 0.25$

$h_C = 4.9 – 0.25 \rightarrow h_C = 4.65$ m

2.11.4 Cálculo de las dimensiones de la compuerta de lavado

La compuerta funciona como un orificio siendo su ecuación:

$Q = Cd*A_O*(2*g*h)\ ^{0.5}$

Donde:

Q = Caudal a descargar por el orificio

Cd = Coeficiente de descarga = 0.6

A_O = Área del orificio (área de la compuerta)

h = Carga sobre el orificio

g = Aceleración de la gravedad (9.81 m/s^2)

Luego:

$7 = 0.6*A_O*(2*9.81*4.9)\ ^{0.5}$

$A_O = 7/ [0.6*(2*9.81*4.9)\ ^0.5]$

$A_O = 1.19\ m^2$

$l = 1.19^{0.5}$ (compuerta de sección cuadrada)

l = 1.09 m ≈ 1.1 m (longitud del lado)

2.11.5 Cálculo de la velocidad de salida

$v = Q/A_O$

Donde:

v = Velocidad de salida por la compuerta, debe ser de 3 a 5 m/s, para el concreto el límite erosivo es de 6 m/s

Q = Caudal descargado por la compuerta

A_O = Área del orificio, en este caso igual a área de compuerta

Luego:

v = 7/ 1.1 → v = 6.36 m/s (caudal erosivo)

Por lo tanto debemos aumentar la sección de salida, asumimos l = 1.4

v = 7/1.4 ; v = 5 m/s, valor por debajo de la velocidad erosiva

6.0 DISEÑO DE RÁPIDAS

1 INTRODUCCION

El presente Manual ilustra la aplicación de estructuras en canales con capacidades de hasta aproximadamente 2.8 m3/s (100 pies cúbicos por segundo).
El objetivo de este Manual de diseño, es proporcionar al diseñador una fuente de información que le sirva de guía para diseñar eficientemente dicha estructura. Está acompañado con un cálculo ejemplo.

En el Manual se presenta teoría y fórmulas, cuyo origen está publicado en varios libros. Por In tanto, no fue factible desarrollar un solo sistema de símbolos, sin entrar en duplicaciones y/o complicaciones prácticas. Consecuentemente, no se ha presentado una relación de símbolos con las definiciones respectivas; la definición y dimensión de cada parámetro está dada en el texto.

2 PROPOSITO Y DESCRIPCION.

Las rápidas (chutes) son usadas para conducir agua desde una elevación mayor a una más baja. La estructura puede consistir de una entrada, un tramo inclinado, un disipador de energía y una transición de salida.
El tramo inclinado puede ser un tubo o una sección abierta. Las rápidas son similares a las caídas, excepto que ellas transportan el agua sobre distancias más largas, con pendientes más suaves y a través de distancias más largas.

La parte de la entrada de la estructura transiciona el flujo desde el canal aguas arriba de la estructura hacia el tramo inclinado. Debe proveer un control para impedir la aceleración del agua y la erosión en el canal. El control es logrado por la combinación de una retención y un vertedero en la entrada. La entrada usada debería ser simétrica con respecto al eje de la rápida, permitir el peso de la capacidad total del canal aguas arriba hacia la rápida con el tirante normal de aguas arriba, y donde sea requerido, permitir la evacuación de las aguas del canal cuando la operación do la rápida sea suspendida. Debería tener uñas para proveer una suficiente longitud de camino de percolación, calculado según el método de LANE.

Las pérdidas de cargo a través de la entrada podrían ser despreciadas en el caso que sean lo suficientemente pequeñas que no afecten el resultado final. De otra manera, las pérdidas a través de la entrada deberían ser calculadas y usadas en la determinación del nivel de energía en el inicio del tramo inclinado. Si la pendiente del fondo de la entrada es suave puede asumirse qua el flujo crítico ocurre donde la pendiente es suave puede asumirse que el flujo crítico ocurre donde la pendiente suave de la entrada cambia a la pendiente más

fuerte del tramo inclinado. En el caso que la pendiente de la entrada sea suficientemente pronunciada para soportar una velocidad mayor qua la velocidad crítica, debería calcularse dicha velocidad y tirante correspondientes, para determinar la gradiente de energía al inicio del tramo inclinado.

El tramo inclinado con tubo o canal abierto, generalmente sigue la superficie original del terreno y se conecta con un disipador de energía en un extremo más bajo. Muchos libros sobre mecánica de fluidos discuten el comportamiento del agua la pendiente pronunciada ye n saltos hidráulicos y derivan las ecuaciones usadas para determinar las Características del flujo bajo las condiciones. Algunas de las soluciones son obtenidas por tanteo.

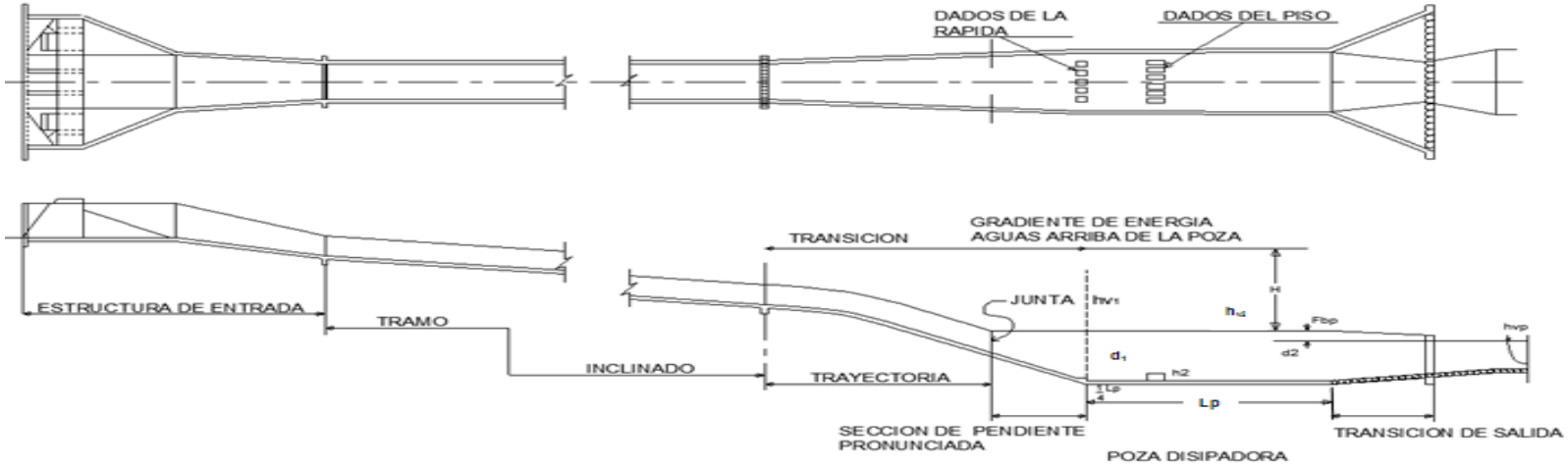
Pozas disipadoras o salidas con obstáculos (baffled outlets) son usadas como disipadoras de energía en este tipo de estructuras.

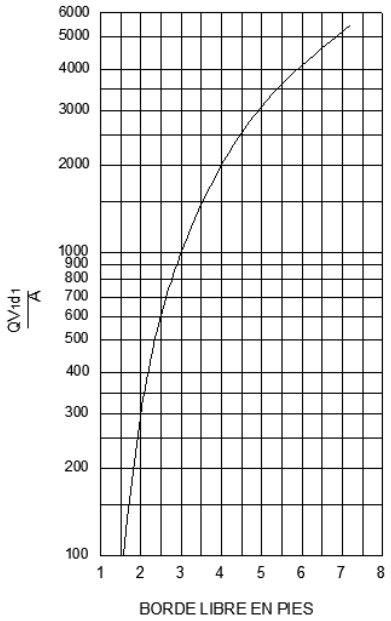
Una transición de salida es usada cuando es necesario para transicionar el flujo entre el disipador de energía y el canal después. Si es necesario proveer el tirante de aguas abajo (tailwater) al disipador de energía, la superficie de agua en la salida debe ser controlada. Si se construye una transición de salida de concreto y cuando no hay control del flujo después en el canal, la transición puede ser usada pare proveer al remanso elevando el piso de la transición en el piso de la uña.
El tirante de aguas abajo también puede ser provisto por la construcción de un control dentro de la transición de salida. La pérdida de carga en la transición de salida es despreciable.

1.3 CONSIDERACIONES DE DISEÑO

1.3.1 Coeficiente de rugosidad de MANNING

- En el cálculo de las características de flujo en una estructura de este tipo son usados valores conservadores del coeficiente de rugosidad de MANNING “n” cuando se calcula la altura de muros en una rápida de concreto, se asume valores de n=0.14 y en el cálculo de niveles de energía valores de n=0.010.
- Para caudales mayores de 3 m3/s, deberá chequearse el número de Froude a lo largo del tramo rápido, para evitar que el flujo no se despegue del fondo.





CURVA PARA CALCULAR EL BORDE LIBRE EN LA POZA DISIPADORA

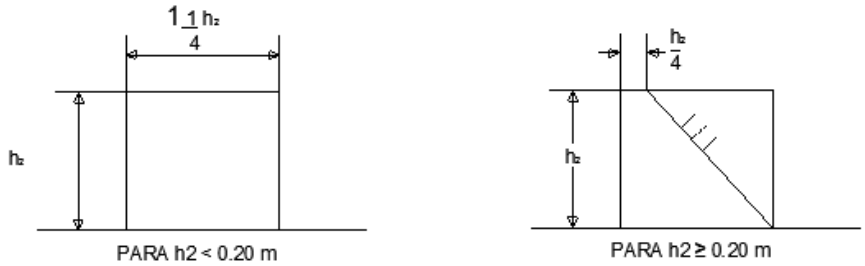


FIGURA 1 – Rápida rectangular típica

1.3.2 Transiciones

Las transiciones en una rápida abierta, deben ser diseñadas para prevenir la formación de ondas. Un cambio brusco de sección, sea convergente ó divergente, puede producir ondas que podrían causar perturbaciones, puesto que ellas viajan a través del tramo inclinado y el disipador de energía. Para evitar la formación de ondas, la cotangente del ángulo de deflexión de la superficie de agua en el plano de planta desarrollado de cada lado de una transición no debería ser menor que 3.375 veces el número de FROUDE (F). Esta restricción sobre ángulos de deflexión se aplicaría para cada cambio de sección hecha en la entrada, en el tramo inclinado o en la poza disipadora. Si esta restricción no controla el ángulo de deflexión, el máximo ángulo de deflexión de la superficie de agua en la transición de entrada puede ser aproximadamente 30°. El ángulo de la superficie de agua con el eje en la transición de salida puede ser aproximadamente 25 ° como máximo. El máximo ángulo de deflexión es calculado como sigue:

Cotang α = 3.375 F **(1)**

Donde:

$$F = \frac{V}{((1 - K)\, g d \cos\theta)^{0.5}} \qquad (2)$$

d = tirante de agua normal al piso de la rápida usando d = Área de la sección / Ancho superior de la sección

g = aceleración de la gravedad (9.81 m/seg², o sea 32.2 pies/seg²) ;

K = un factor de aceleración, determinado abajo:

- Con el piso de la transición en un plano, K = 0
- Con el piso de la transición en una curva circular

$$K = \frac{V^2}{gR\cos\theta} \qquad (3)$$

- Con el piso de la transición en una curva parabólica:

$$K = \frac{(\tan\theta_L - \tan\theta_o)\, 2\, hv \cos^2\theta_o}{Lt} \qquad (4)$$

El Bureau of Reclamation limita el valor de K hasta un máximo de 0.5, para asegurar una presión positiva sobre el piso.

Puede ser usado el promedio de los valores de F en el inicio y final de la transición.

En (3) y (4)

hv = carga de velocidad en el origen de la trayectoria (a)

Lt = longitud de la trayectoria (m)

R = radio de curvatura del piso (m)

V = velocidad en el punto que está siendo considerado (m/seg)

θ = ángulo de la gradiente del piso en el punto que está siendo considerado

θ_L **=** ángulo de la gradiente del piso en el inicio de la trayectoria **θ**

θ_o **=** ángulo de la gradiente del piso en el final de la trayectoria L

El ángulo acampanado y los anchos para varios puntos a lo largo de la transición pueden ser calculados y trazados. Una cuerda que se aproxime a la curva teórica puede ser dibujada para determinar el acampanamiento a ser usado. Limitando el ángulo de acampanamiento en una transición de entrada, se minimiza la posibilidad de separación y el inicio de flujo pulsante en aquella parte de la estructura.

Las transiciones de entrada asimétricas y cambios de alineamiento inmediatamente aguas arriba de la estructura, deben evitarse porque pueden producir ondas cruzadas o flujo transversal que continuará en el tramo inclinado.

1.3.3 Tramo inclinado

La sección usual para una rápida abierta es rectangular, pero las características del flujo de otras formas de sección, deben ser consideradas donde la supresión de ondas es una importante parte del diseño. La economía y facilidad de construcción son siempre consideradas en la elección de una sección. Cuando es necesario incrementar la resistencia del tramo inclinado al deslizamiento, se usan (uñas) para mantener la estructura dentro de la cimentación.

Para rápidas menores de 9 m (30 ps) de longitud, la fricción en la rápida puede ser despreciable. La ecuación de BERNOULLI es usada para calcular las variables de flujo al final del tramo inclinado.

La ecuación:

$$d1 + hv + Z = d2 + hv \qquad (5)$$

Es resuelta por tanteo. La distancia Z es el cambio en la elevación del piso. Para tramos inclinados de longitud mayor que 9 m (30 ps), se incluyen las pérdidas por fricción y la ecuación será:

$$d1 + hv + Z = d2 + hv2 + hf \qquad (6)$$

En las ecuaciones (5) y (6):

d1 = tirante en el extremo aguas arriba del tramo (m)
hv1 = carga de velocidad en el extremo aguas arriba del tramo (m)
d2 = tirante en el extremo aguas abajo del tramo (m)
hv2 = carga de velocidad en el extremo aguas abajo del tramo (m)

La cantidad **ho** es la pérdida por fricción en el tramo y es igual a la pendiente de fricción promedio **So** en el tramo, multiplicando por la longitud del tramo **L**. El coeficiente **n** de MANNING es asumido en 0.010. La pendiente de fricción **Sf,** en un punto del tramo inclinado es calculado como:

$$\mathbf{Sf = (h^2v^2)/R^{4/3}}$$

Donde:
R = radio hidráulico del tramo inclinado (m)
Usando la ecuación (5) o la (6), se asume **d2** y se calcula y comparan los niveles de energía. Deben hacerse tanteos adicionales hasta balancear los dos niveles de energía.
Otra forma de la ecuación en que la fricción es considerada es

$$\mathbf{L= ((d1 + hv1) – (d2 + hv2))/(Sa – S)} \qquad \mathbf{(7)}$$

Donde:
$\mathbf{s_a}$ **=** pendiente de fricción promedio
s = pendiente de fondo del tramo inclinado
Usando la ecuación (7), se usa un procedimiento, en el cual se asumen pequeños cambios de energía y se calcula el correspondiente cambio en longitud. Este procedimiento es repetido hasta que el total de los incrementos en longitud sea igual a la longitud del tramo que esta siendo considerado. Mientras menor sea el incremento de longitud, mayor será la precisión.

La altura de los muros en el tramo inclinado de sección abierta seria igual al máxima tirante calculado en la sección, mas un borde libre, o a 0.4 veces el tirante critico en el tramo inclinado; mas el borde libre cualquiera que sea mayor. El borde libre mínimo recomendado para tramos inclinados de rápidas en canales abiertos (con una capacidad < 2.8 m3/seg es 0.30 m) El tirante y borde libre son medidos perpendicularmente al piso del tramo inclinado.

En velocidades mayores que 9 m/seg, el agua puede incrementar su volumen, debido al aire incorporado que esta siendo conducido. El borde libre recomendado para los muros resultará de suficiente altura para contener este volumen adicional.

1.3.4 Trayectoria

Cuando el disipador de energía es una poza, un corto tramo pronunciado debe conectar la trayectoria con la poza disipadora. La pendiente de este tramo seria entre 1.5:1 y 3:1, con una pendiente de 2:1 preferentemente. Pendientes más suaves pueden usarse en casos especiales, pero no deben usarse pendientes más suaves que 6:1. Se requiere de una curva vertical en el tramo inclinado y el tramo con pendiente pronunciada. Una curva parabólica resultaría en un valor de k constante en la longitud de la curva y es generalmente usado. Una trayectoria parabólica puede ser determinada con la siguiente ecuación:

$$Y = X \tan \Theta_o + ((\tan \Theta_L - \tan \Theta_o)\, x^2)/2L_T \qquad (8)$$

Donde:

X = distancia horizontal desde el origen hasta un punto sobre la trayectoria. (m)
Y = distancia vertical desde el origen hasta un punto X en la trayectoria. (m)
$\mathbf{L_T}$ = longitud horizontal desde el origen hasta el fin de la trayectoria. (m)
$\mathbf{\Theta_o}$ = ángulo de inclinación del tramo inclinado al comienzo de la trayectoria
$\mathbf{\Theta_L}$ = ángulo de inclinación del tramo inclinado al final de la trayectoria.

Puede seleccionarse una longitud de trayectoria $\mathbf{L_T}$, que resulte en un valor **K = 0.5** o menos, cuando es sustituida en la ecuación (4). La longitud $\mathbf{L_T}$ es usada entonces en el calculo de Y, usando la ecuación (8)

La trayectoria debería terminar en la intersección de los muros del tramo inclinado con los muros de la poza disipadora o aguas arriba de este punto. Una curva de gran longitud de radio, ligeramente más suave que la trayectoria calculada, podrían usarse. Si es posible la trayectoria debe coincidir con cualquiera que sea la transición requerida. Se asume una elevación para el piso de la poza disipadora y se calcula el gradiente de energía en la unión del tramo inclinado y el piso de la poza. Las variables de flujo en este punto son usados como las variables aguas arriba del salto hidráulico en el diseño de la poza disipadora.

1.3.5 Poza disipadora

En una poza disipadora el agua fluye desde el tramo corto de pendiente pronunciada a una velocidad mayor que la velocidad critica. El cambio abrupto en la pendiente, donde la pendiente suave del piso de la poza disipadora se une con el tramo corto de pendiente pronunciada, fuerza al agua hacia un salto hidráulico y la energía es disipada en la

turbulencia resultante. La poza disipadora es dimensionada para contener el salto. Para que una poza disipadora opere adecuadamente, el número de FROUDE debería estar entre 4.5 y 15, donde el agua ingresa a la poza disipadora.

Si el número de FROUDE es aproximadamente menor a 4.5 no ocurriría un salto hidráulico estable. Si el número de FROUDE es mayor a 10, una poza disipadora no seria la mejor alternativa para disipar energía. Las pozas disipadoras requieren de un tirante aguas abajo para asegurar que el salto ocurra donde la turbulencia pueda ser contenida.

A veces son usadas pozas con muros divergentes, que requieren atención especial. Para caudales hasta 2.8 m^3/s la ecuación:

$$b = \frac{18.78\ Q^{1/2}}{Q + 10.11}$$

Donde:

b = ancho de la poza (m)

Q = Caudal (m^3/s)

Puede usarse a fin de determinar el ancho de una poza para los cálculos iniciales

Para estructuras donde la caída vertical es menor a 4.5 m. La cota del nivel de energía después del salto hidráulico debería balancearse con al cota del nivel de energía del canal, aguas debajo de la estructura.

El tirante de agua después del salto hidráulico puede ser calculado de la formula:

$$D2 = -d1/d2 + ((2v_1^2 * d_1^2/g) + (d_1^2 */4))^{0.5}$$

Donde:

d1 = Tirante antes del salto (m)

v1 = velocidad antes del salto (m/s)

d2 = tirante después del salto

g = aceleración de la gravedad (9.81 m/s^2)

H/dc	0		0.1		0.2		0.3		0.4		0.5		0.6		0.7		0.8		0.9	
	d2/d1	d1/dc	d2/d1	d1/dc	d2/d1	d1/dc	d2/d1	d1/dc	d2/d1	d1/dc	d2/d1	d1/dc	d2/d1	d1/dc	d2/d1	d1/dc	d2/d1	d1/dc	d2/d1	d1/dc
0	1.0	1.0	2.07	0.580	2.48	.614	2.81	.572	3.09	.541	3.35	5.16	3.60	.494	3.82	.477	4.04	.461	4.24	.448
1	4.44	.436	4.64	.425	4.82	.415	5.00	.405	5.19	.397	5.36	.389	5.53	.391	5.69	.375	5.86	.368	6.02	.362
2	6.18	.356	6.33	.351	5.49	.345	6.64	.340	6.79	.336	6.94	.331	7.09	.327	7.23	.323	7.38	.319	7.52	.315
3	7.56	.311	7.80	.308	7.94	.304	8.07	.301	8.21	.298	8.34	.295	8.48	.292	8.61	.289	8.74	.286	8.87	.284
4	9.00	.281	9.13	.278	9.26	.275	9.39	.274	9.51	.271	9.64	.269	9.76	.267	9.89	.265	10.01	.263	10.13	.261
5	10.25	.259	10.38	.257	10.50	.255	10.62	.253	10.75	.251	10.85	.250	10.97	.248	11.09	.246	11.21	.244	11.32	.243
6	11.44	.241	11.55	.240	11.57	.238	11.78	.237	11.90	.235	12.01	.234	12.12	.233	12.24	.231	12.35	.230	12.46	.228
7	12.57	.227	12.68	.225	12.79	.225	12.90	.223	13.01	.222	13.12	.221	13.23	.220	13.34	.219	13.45	.218	13.56	.216
8	13.66	.215	13.77	.214	13.38	.213	13.98	.213	14.09	.211	14.19	.210	14.30	.209	14.41	.208	14.51	.207	14.61	.206
9	14.72	.205	14.82	.204	14.95	.203	15.03	.203	15.13	.202	15.23	.201	15.34	.200	15.44	.199	15.54	.198	15.64	.197
10	15.74	.197	15.84	.196	15.95	.195	16.05	.195	16.15	.193	16.25	.193	16.35	.192	16.45	.191	16.54	.191	16.64	.190
11	16.74	.189	16.86	.188	16.94	.187	17.04	.187	17.13	.186	17.23	.185	17.33	.185	17.43	.184	17.52	.183	17.65	.183

12	17.72	.182	17.81	.181	17.91	.181	18.01	.180	18.10	.180	18.20	.179	18.29	.178	18.39	.178	18.48	.177	18.58	.175
13	18.57	.175	18.77	.175	18.90	.175	18.95	.174	19.05	.174	19.14	.173	19.24	.173	19.33	.172	19.42	.171	19.52	.171
14	19.61	.170	19.70	.170	19.79	.169	19.89	.169	19.98	.168	20.07	.168	20.16	.167	20.25	.167	20.34	.166	20.44	.166
15	20.53	.165	20.62	.165	20.71	.164	20.80	.164	20.89	.164	20.98	.163	21.07	.163	21.16	.165	21.25	.162	21.34	.161
16	21.43	.161	21.52	.160	21.61	.160	21.70	.160	21.79	.160	21.88	.159	21.97	.158	22.05	.158	22.14	.157	22.23	.157
17	22.32	.157	22.41	.156	22.50	.156	22.58	.155	22.57	.155	22.75	.155	22.85	.154	22.93	.154	23.02	.154	23.11	.153
18	23.19	.153	23.28	.152	23.37	.152	23.45	.152	23.34	.152	23.53	.151	23.71	.151	23.80	.151	23.89	.150	23.97	.150
19	24.06	.149	24.14	.149	24.23	.148	24.31	.148	24.40	.148	24.49	.147	24.57	.147	24.66	.147	24.74	.146	24.83	.146
20	24.91	.146	24.99	.145	25.08	.145	25.16	.145	25.25	.145	25.33	.144	25.42	.144	25.30	.144	25.58	.143	25.57	.143
21	25.75	.143	25.83	.142	25.92	.142	26.00	.142	25.08	.142	26.17	.141	26.25	.141	26.33	.141	26.42	.140	26.50	.140
22	26.58	.140	26.66	.139	26.75	.139	26.33	.139	25.91	.139	26.99	.138	27.02	.138	27.16	.138	27.24	.138	27.32	.137
23	27.40	.137	27.48	.137	27.57	.136	27.63	.136	27.73	.136	27.31	.136	27.89	.135	27.97	.135	28.05	.135	28.13	.135
24	28.22	.134	28.30	.134	28.38	.134	28.46	.134	28.54	.134	28.30	.133	28.70	.133	28.78	.133	28.86	.132	28.94	.132
25	29.02	.132	29.10	.132	29.18	.131	29.26	.131	29.34	.131	29.42	.131	29.50	.131	29.58	.130	29.66	.130	29.74	.130
26	29.82	.130	29.89	.129	29.97	.129	30.05	.129	30.13	.129	30.21	.128	30.29	.128	30.37	.128	30.45	.128	30.52	.128
27	30.50	.127	30.58	.127	30.76	.127	30.84	.127	30.92	.127	31.00	.125	31.07	.125	31.15	.125	31.23	.126	31.31	.126
28	31.38	.125	31.46	.125	31.54	.125	31.52	.125	31.63	.125	31.77	.124	31.85	.124	31.93	.124	32.00	.124	32.08	.124
29	32.16	.123	32.23	.123	32.31	.123	32.39	.123	32.46	.123	32.54	.122	32.62	.122	32.59	.122	32.77	.122	32.95	.122
30	32.92	.121	33.00	.121	33.08	.121	33.15	.121	33.23	.121	33.31	.121	33.38	.120	33.45	.120	33.53	.120	33.61	.120
31	33.68	.120	33.75	.119	33.84	.119	33.91	.119	33.99	.119	34.06	.119	34.14	.119	34.21	.118	34.29	.118	34.36	.118
32	34.44	.118	34.51	.118	34.59	.118	34.66	.117	34.74	.117	34.81	.117	34.89	.117	34.96	.117	35.04	.117	35.11	.116
33	35.19	.116	35.26	.116	35.34	.116	35.41	.116	35.49	.116	35.56	.115	35.63	.115	35.71	.115	35.78	.115	35.86	.115
34	35.93	.115	36.00	.115	36.08	.114	36.15	.114	36.23	.114	36.30	.114	36.37	.114	36.45	.114	36.52	.113	36.59	.113
35	36.57	.113	36.74	.113	36.81	.113	36.89	.113	36.96	.113	37.03	.112	37.11	.112	37.18	.112	37.25	.112	37.33	.112
36	37.40	.112	37.47	.112	37.55	.111	37.52	.111	37.69	.111	37.76	.111	37.84	.111	37.91	.111	37.98	.111	38.05	.110
37	38.13	.110	38.20	.110	38.27	.110	38.34	.110	38.42	.110	38.49	.110	38.56	.109	38.63	.109	38.70	.109	38.75	.109
38	38.85	.109	38.92	.109	38.99	.109	39.06	.109	39.14	.109	39.21	.108	39.28	.108	39.35	.108	39.42	.108	39.49	.108
39	39.56	.108	39.64	.107	39.71	.107	39.78	.107	39.85	.107	39.92	.107	39.99	.107	40.06	.107	40.14	.107	40.21	.106
40	40.23	.106	40.35	.106	40.42	.106	40.49	.106	40.56	.106	40.63	.106	40.70	.106	40.77	.105	40.34	.105	40.91	.105

RELACION ENTRE PÉRDIDA DE ENERGIA, TIRANTE CRÍTICO Y TIRANTES DE AGUA DE RESALTO (AGUAS ARRIBA Y ABAJO) PARA RESALTOS HIDRAULICOS EN CANALES RECTANGULARES CON RASANTE HORIZONTAL

H = DIFERENCIA EN NIVELES DE ENERGIA AGUAS ARRIBA Y ABAJO DEL RESALTO

do= TIRANTE CRITICO DEL FLUJO EN FUNCION DE LA UNIDAD DE ANCHO DE LA POZA DISIPADORA

d1= TIRANTE AGUAS ARRIBA DEL RESALTO

d2= TIRANTE AGUAS ABAJO DEL RESALTO

$X = d2 + d1$

$EI\ C2 = EI\ C1 - (d1 + hv1) = EI\ C1 - (d2 + hv2 + H)$

$d1 = \sqrt[3]{\frac{2}{K(K+1)}}$

$\frac{H}{do} = \frac{(K-1)^3}{4K}\sqrt[3]{\frac{2}{K(K+1)}}$

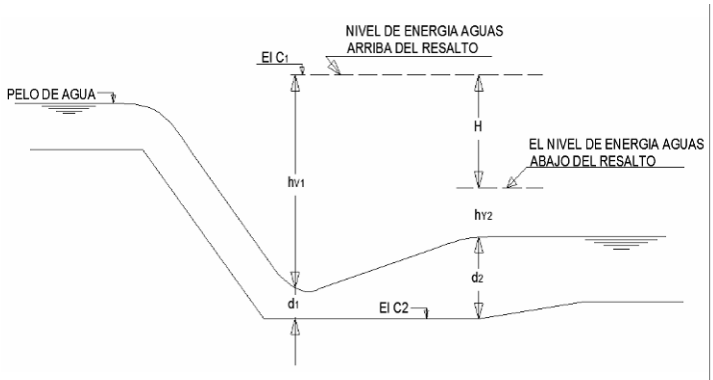


Fig. 2 : Pérdida de energía en el resalto hidráulico

Para estructuras donde la caída vertical es menor que 4.5 m (15 ps), al tirante después del salto puede ser obtenida de la figura 2. La cota del nivel de energía, después del salto hidráulico debería balancearse con la cota del nivel de energía en el canal, aguas abajo de

la estructura. Si las cotas no están balanceadas, debería asumirse una nueva elevación para el piso de la poza o un nuevo ancho de poza y volverse a calcular los niveles de energía. Los tanteos se repiten hasta que el balance sea obtenido.

Si la revisión indica, el piso de la poza debería ser bajado o también se podría asumir un ancho diferente de la poza para luego repetir el procedimiento de diseño.

La longitud mínima de poza (Lp en la Figura 1) para estructuras usadas en canales es normalmente 4 veces $\mathbf{d_2}$. Para estructuras en drenes, donde el flujo será intermitente y de corta duración, la longitud mínima puede ser alrededor de 3 veces $\mathbf{d_2}$. El borde libre recomendado para pozas disipadoras puede ser determinado de la Figura 1. El borde libre es medido sobre el nivel máximo de energía después del salto hidráulico.
Cuando la poza disipadora descarga intermitentemente o descarga hacia un cauce natural u otro no controlado, debería construirse un control dentro de la salida de la poza para proveer el tirante de aguas abajo necesario. El tirante crítico en la sección de control debe ser usado para determinar el nivel de energía después. Cuando la poza descarga hacia un canal controlado, el tirante en el canal debe ser calculado con un valor **n** del canal, reducido en un 20% y este tirante usado para determinar el nivel de energía después. Si se usa una poza con paredes divergentes, el ángulo de deflexión de los muros laterales no debería exceder el ángulo permitido en los muros de la sección inclinada.

Se puede usar *lloraderos* con filtro de grava para aliviar la presión hidrostática sobre el piso y los muros de la poza disipadora y transición de la salida.

Son provistos bloques en el tramo inclinado y el piso para romper el flujo en chorro y para estabilizar el salto hidráulico.

Si una transición de salida no es provista, se requerirá de un sólido umbral terminal (figura 5). La cara aguas arriba del umbral debería tener una pendiente 2: 1 y la cara después debería ser vertical. La cota de la cima del umbral debería ser colocada para proveer el tirante aguas abajo en el salto hidráulico.

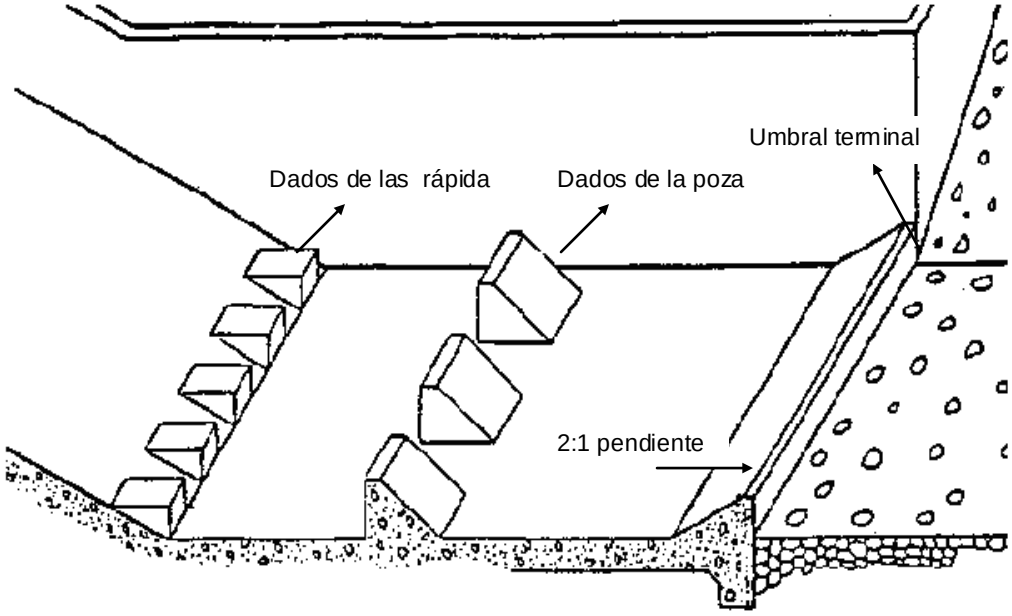


FIGURA 5- POZA DISIPADORA Y UMBRAL TERMINAL

Una poza disipadora y una transición de salida construidas para las dimensiones recomendadas tal vez no contengan completamente la salpicadura causada por el agua turbulenta, pero la estructura debe contener suficiente de la turbulencia para prevenir daños por erosión después de la estructura.

1.3.6 Formación de ondas

Las ondas en una rápida son objetables, porque ellas pueden sobrepasar los muros de la rápida y causar ondas en el disipador de energía. Una poza disipadora no seria un disipador efectivo con este tipo de flujo porque no puede formarse un salto hidráulico estable.

Un flujo no estable y pulsátil puede producirse en rápidas largas con una fuerte pendiente. Estas ondas se forman en rápidas largas de aproximadamente 60 m y tienen una pendiente de fondo mas suave que 20. La máxima altura de onda que puede esperarse es dos veces el tirante normal para la pendiente, y la capacidad máxima de flujo momentáneo y pulsátil es dos veces la capacidad normal. Flujo transversal u ondas cruzadas pueden también formarse en una rápida. Estas son causadas por:

1. Transiciones abruptas de una sección del canal a otra;
2. Estructuras asimétricas;
3. Curvas o ángulos en el alineamiento de la rápida.

La probabilidad de que estas ondas sean generadas en la estructura puede ser reducida, siguiendo las recomendaciones concernientes a ángulos de deflexión y simetría hechas en las secciones pertenecientes a las transiciones, y evitando los cambios de dirección en las estructuras.

Algunas secciones de la rápida son más probables a sufrir ondas que otras secciones. Secciones poco profundas y anchas (tipo plato) parecen ser más susceptibles a flujo transversal, mientras que secciones profundas y angostas resisten tanto al flujo transversal como al flujo inestable y pulsátil Las secciones de rápida que teóricamente pueden prevenir la formación de ondas han sido desarrolladas. Un tramo de rápida teóricamente sin ondas es mostrado en la siguiente figura.

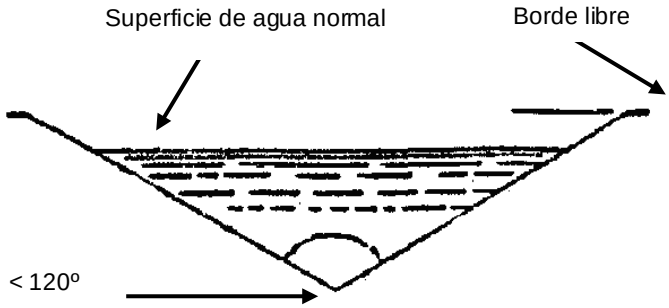


FIGURA 6 – SECCIÓN TEÓRICA DE UNA RÁPIDA DE FLUJO ESTABLE. LA FORMA TRIANGULAR PROVIENE TANTO DE LAS ONDAS CRUZADAS COMO DE FLUJO NO ESTABLE

1.4 PROCEDIMIENTO DE DISEÑO

1. Seleccionar y diseñar el tipo de entrada a ser usada.
2. Determinar la gradiente de energía en el inicio de la sección de la rápida.
3. Calcula las variables de flujo en la sección de la rápida.
4. Diseñar la trayectoria y la parte pronunciada de la sección de la rápida.
5. Asumir una elevación para el piso de la poza disipadora y calcular las características del flujo aguas arriba del salto hidráulico.
6. Determinar el gradiente de energía en el canal después del salto hidráulico.
7. Puede ser necesario asumir una nueva elevación del fondo de la poza y recalcular los valores arriba mencionados varias veces, antes de que se obtenga una coincidencia de niveles de energía.
8. Revisar por operación adecuada con capacidades parciales.
9. Determinar la longitud de la poza y la altura de muros de la poza.
10. Diseñar los bloques de la rápida y del piso, y el umbral terminal o transición de salida como se requiera.
11. Verificar la posibilidad de la producción de ondas en la estructura.

12. Proporcionar protección en el canal después, si es requerido.

1.5 EJEMPLO DE DISEÑO

A continuación se presenta el diseño de una rápida abierta que conducirá 1 m3/seg. Se usará una poza disipadora para eliminar el exceso de energía después al final de la rápida.

1.5.1 Diseño de la entrada

La entrada es diseñada para proporcionar un control en el canal aguas arriba. Las características del canal en el punto 1 son:

$Q = 1\ m^3/s$	d = 0.73 m	S = 0.00033
b = 1.83 m	n = 0.025	Z = 1.5:1

La elevación del nivel de energía en el punto 1 es calculado como sigue a continuación:

$A_1 = 2.14\ m^2$	$V_1 = 0.46$ m/s
$Hv_1 = 0.01$ m	E1 = 0.74 m

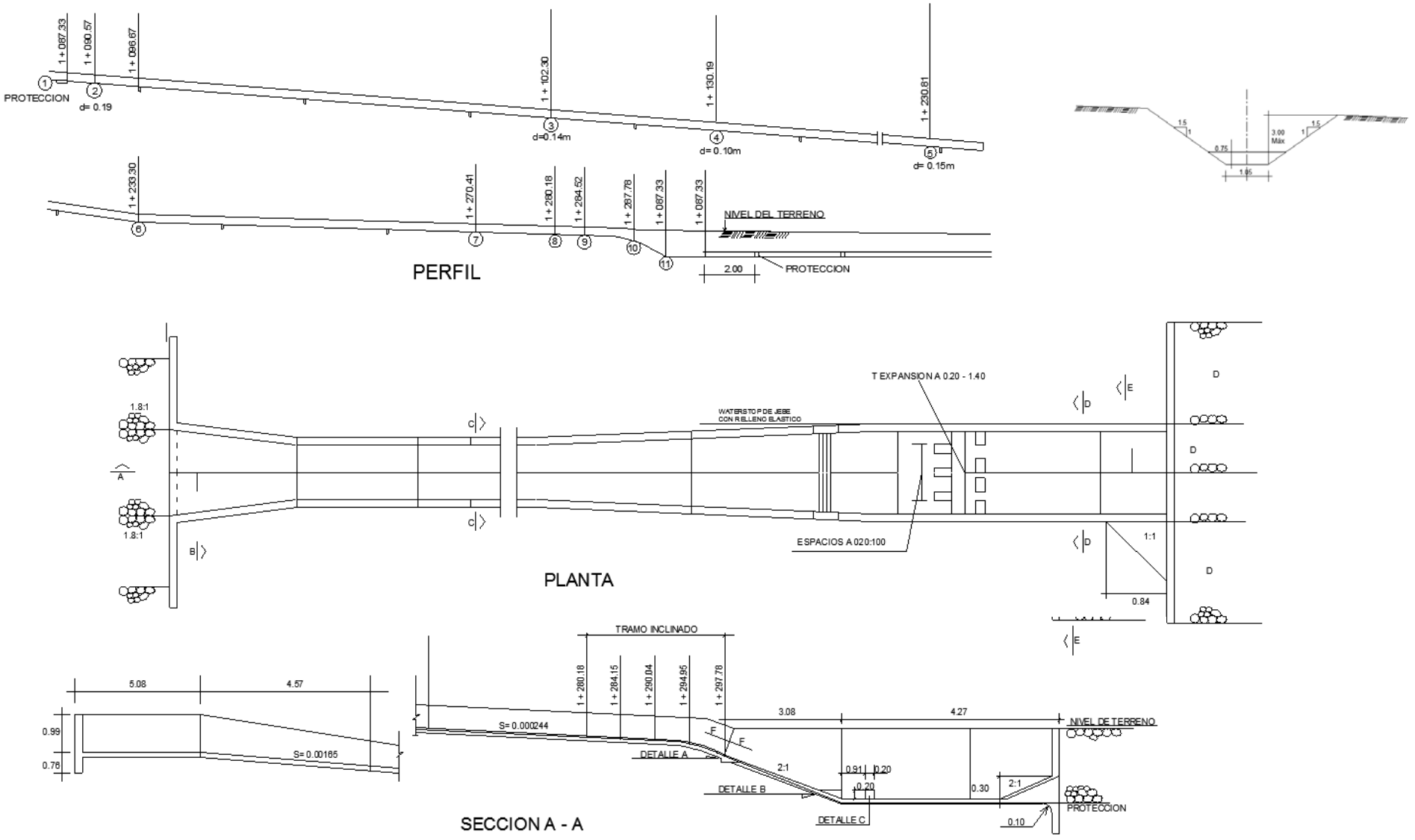
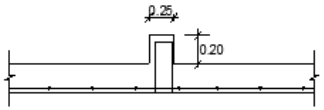
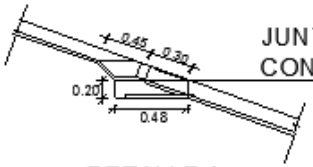


FIGURA 10 – Rápida con poza disipadora

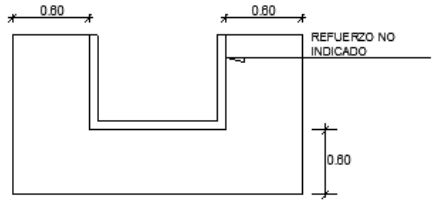


DETALLE C

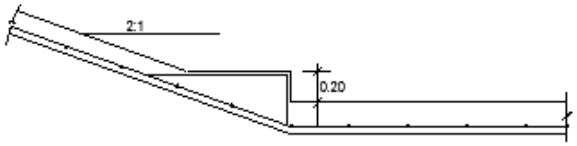


JUNTA WATERSTOP DE JEBE
CON RELLENO ELASTICO

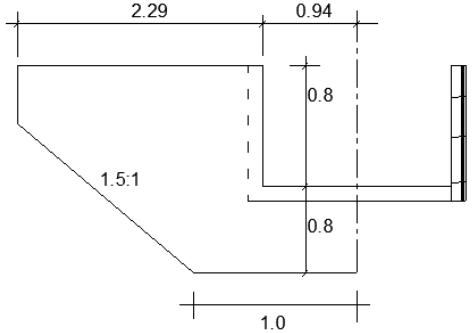
DETALLE A



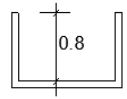
SECCION TIPICA DE SECCION



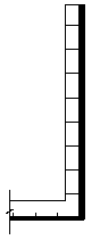
DETALLE B



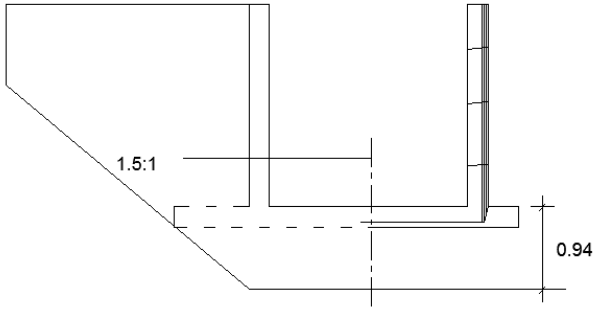
SECCION B - B



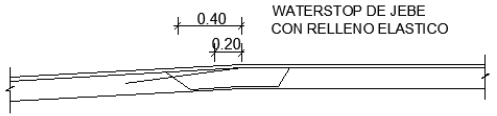
SECCION C - C



SECCION D - D



SECCION E - E



SECCION F - F

La elevación del gradiente de energía aguas arriba (punto1) es igual a la elevación del fondo + E1 ó 1 128.73 + 0.74 = 1 129.47 m.

Asumir que el tirante crítico ocurrirá en el punto 2. Con un caudal de $1m^3/s$, es razonable elegir un ancho de la sección de 0.91 m. La elevación en el punto 2 será:

$$\mathbf{Dc = (q^2/(b^2 * g))^{1/3} = ((1.0^2/(0.91^2 * 9.81)^{1/3} = 0.49\ m} \qquad \mathbf{(12)}$$

$\mathbf{A_c =}$ 0.45 m^2 $\mathbf{V_c =}$ 2.19 m/s

$\mathbf{hv_c =}$ 0.24 m $\mathbf{R_c =}$ 0.24 m

Para n de MANNING = 0.010

$$\mathbf{S_c = ((2.19 \times 0.010) / 0.24^{2/3})^2 = 0.0033} \qquad \mathbf{(13)}$$

$\mathbf{E_c =}$ 0.49+ 0.24 = 0.73 m

Las pérdidas en la transición de entrada son:

1. Una pérdida de convergencia, la cual es asumida como 0.2 veces El cambio en la carga de velocidad entre el comienzo y el fin de la transición.
2. Una pérdida por fricción igual a la pendiente promedio de fricción multiplicada por la longitud de la transición.

1.5.2 Pérdidas en la entrada

Las pérdidas por convergencia son:

0.2 x (0.24 – 0.01) = 0.05 m

Con una transición de 3.05 m de longitud la pérdida por fricción será:

[(0.00035 + 0.0033)/2)*3.05] = 0.006 m

Para balancear la energía en el canal aguas arriba, en el fondo de la entrada en el punto 2, tiene que ser:

1 129.47 – E_c – las pérdidas en la transición

ó

1 129.47 – 0.73 – 0.05 – 0.01 = 1128.67 m

Una elevación de 1128.67 m en el punto 2 proveerá un control para el flujo hacia La sección inclinada de la rápida.

Determinar el máximo ángulo de deflexión de los muros laterales de la entrada. De la ecuación (1)

Cotang α = 3.375 F **(14)**

F = V/((1 – K) g *dcos Θ)$^{1/2}$ **(15)**

K = 0, cos Θ = 0.99984 **(16)**

F_1 = 0.74 / (9.81 x 0.73 x 0.99984)$^{1/2}$ = 0.276 **(17)**

F_1 = 2.19 / (9.81 x 0.49 x 0.99984)$^{1/2}$ = 1.00 **(18)**

El valor medio de F = 0.64

Cotang α = 3.375 x 0.64 → α = 25º **(19)**

Con una transición de 3.05 m de longitud se tendrá un ángulo de deflexión de 8.5º, lo cual indica que no se producirán ondas en la entrada.

1.5.3 Determinación del flujo en la sección de la rápida

El flujo en El punto 2 es flujo crítico. Las características de flujo en La sección de la rápida son calculadas usando la ecuación de BERNOUILLI (6) para balancear los niveles de la energía en varios puntos de la sección de la rápida. El flujo uniforme tiene un tirante de 0.15 a (0.5ps) con una pendiente de 0.08163, este tirante será alcanzado en el punto 3, es decir 51.82 m (170 ps) del punto 2.

La energía en El punto 2 será:

E2 = d1 + hv1 + z

Z = s x L = 0.08163 x 51.82 = 4.23 m
E = 0.49 + 0.24 + 4.23 = 4.96 m

La energía en el **punto 3** será:

E3 = d2 + hv2 hf

hf = Pérdida por fricción en El tramo considerado = La pendiente media de fricción Del tramo, multiplicado por La longitud L = So x L ;

d3 = 0.15 m (0.50 ps)
A3 = 0.14 m2 (1.50 ps3)
V3 = 7.11 m/seg (23.33 ps/seg)
hv3 = 2.58 m (8.45 ps)
S3 = 0.08163
So = (0.08163 + 0.0033) /2 = 0.0425
hf = 0.0425 x 51.82 = 2.20 m (0.0425 x 170 = 7.23 ps)
E3 = 0.15 + 2.58 2.20 = 4.93 m (0.50 + 8.45 7.23 = 16.18 ps)

E3 balancea E2 para propósitos prácticos

El flujo entre el punto **3** y El punto **4** es flujo uniforme, con la pérdida de elevación **Z** igual a la pérdida de fricción, hf1 en el tramo considerado.

1.5.4 El flujo entre los puntos 4 y 6

El tirante normal con una pendiente de 0.10510 es 0.15 m (0.48 p3). Este tirante es alcanzado en el punto 5 y los niveles de energía en los puntos 4 y 5 balancean. Entre los puntos 5 y 6 el flujo es uniforme con un tirante de 0.15 m (0.48ps).

1.5.5 El flujo entre los puntos 6 y 8

Un tirante de 0.18 m (0.60 os) es alcanzado en el punto 7 y el flujo entre los puntos 7 y 8 es flujo uniforme, con un tirante de 0.18 m (0.60 os). Para los tirantes de agua que ocurrirán en este tramo inclinado de La rápida, una altura mínima de los muros laterales de 0.61 m (24”), proveerá El requerimiento de 0.31 m (12”) de borde libre.

1.5.6 Diseño de la trayectoria

Las características de flujo en la trayectoria y la sección de pendiente empinada son calculadas de la misma manera, como aquellas presentadas para la sección de la rápida.

Use una transición de 7.62 m de longitud para incrementar el ancho del fondo de 0.91 a 1.52 m. Las características de flujo al comienzo de la transición, o sea el **punto 8**, son:

d_8= 0.18 m
A_8 = 0.17 m2
V_8 = 5.93 m/s
hv_8 = 1.79 m
R_8 = 0.13 m
S_8 = 0.05241

Al comienzo de la trayectoria, o sea el **punto 9**, las características de flujo son:

d_8= 0.13 m **A_8 =** 0.17 m2

V_8 = 2.94 m/s **hv_8 =** 1.82 m

R_8 = 0.11 m **S_9 =** 0.0683

Haga la trayectoria de 3.66 m de longitud. Las coordenadas de puntos de La trayectoria son calculadas con La ecuación (8)

X(m)	Y(m)
0.91	0.10
1.83	0.30
2.74	0.60
3.66	1.01

En la parte baja de la transición y la trayectoria, o sea en el **punto 10**, las características del flujo serán:

d_{10}= 0.09 m **A_{10} =** 0.14 m2

V_{10} = 7.11 m/s

R_{10} = 0.08 m **S_{10} =** 0.14107

El ángulo Máximo de deflexión en los muros laterales de la transición, es determinada con la ecuación (1)

F en El **punto 8** con K = 0.0

$$F_8 = 5.93 / (9.81 \times 0.18 \times 0.99963)^{1/2} = 4.46 \qquad (20)$$

F_{10} en El punto 10, con El valor de K determinado en La ecuación (4):

$$K_{10} = (0.50 - 0.052) \times 2 \times 1.83\ 0.999^2)/3.66 = 0.45 \qquad (21)$$

$$F_{10} = 7.11 / ((1 - 0.45) \times 9.81 \times 0.09 \times 0.89441)^{1/2} = 10.78$$

$$Fa = (4.46 + 10.78)/2 = 7.62$$

$$\text{Cotang } \alpha = 3.375 \times 7.62 = 25.7 \rightarrow \alpha = 2^o\ 15'$$

El ángulo de deflexión con una transición de 7.62 m de longitud será:

$tg\ \alpha = 1/25 = 0.04 \rightarrow \alpha = 2^o\ 15´$

El ángulo de deflexión en el muro lateral de la transición será satisfactorio.

1.5.7 Diseño de la poza disipadora

Tiene que ser asumida una elevación para el fondo de la poza disipadora, antes de las características de flujo al final de la sección de pendiente empinada puede ser calculada. Asuma que esta elevación sea 1110.10 m. Balanceando las energías en el fin de la trayectoria (el punto 10) y el final de la sección con pendiente empinada (el punto 11) resulta con las siguientes características de flujo al final de la sección con pendiente empinada, es decir, inmediatamente aguas arribas del salto hidráulico.

$d_{11} =$ 0.08 m **$A_{11} =$ 0.12 m^2**

$V_{11} =$ 8.21 m/s **$hv_{11} =$ 3.43 m**

El número de FROUDE en este punto:

$F = 8.2/ (9.81 \times 0.08)^{1/2} = 9.3$

Resulta que el número de FROUDE está dentro del rango en el cual una poza disipadora puede operar efectivamente. El tirante aguas abajo del salto hidráulico **d2** es calculado de la ecuación (9)

$d_2 = - 0.08/2 + ((\underline{2 \times 8.21^2 \times 0.08)/9.81 + (0.08^2}/4)^{1/2} = 1.01$ m **(27)**

Las características del flujo aguas abajo son:

$A_2 = 1.53\ m^2$ **$V_2 = 0.65$ m/s**

$H_2 = 0.02$ m **$E_2 = 1.00 + 0.02 = 1.02$ m**

La elevación del nivel de energía aguas abajo del salto hidráulico:

1110.10 + 1.02 = 1111.12 m

Este nivel de energía tiene que ser igualado por la energía en el canal aguas abajo Del salto, con el **n** de MANNING para El canal mismo, reducido 20 %.

La energía aguas abajo de La estructura:

Q = 1.0 m3 /s	**n = 0.025 x 0.80 = 0.020**
b = 1.83 m	**d = 0.66 m**
A = 1.85 m2	**V = 0.53 m/s**
h = 0.02 m	**E = 0.66 + 0.02 = 0.68 m**

La elevación mínima del fondo del canal requerido para balancear la energía aguas del salto es:

1,111.12 – 0.68 0 = 1, 110.44 m

La elevación del fondo mostrada en la figura 10 es 1,110.61m. Las energías se balancean, y por tanto la elevación asumida para el piso de la poza disipadora es satisfactoria. Generalmente varias pruebas, con diferentes elevaciones asumidas para el piso de la poza, o con diferentes anchos de la poza tienen que hacerse antes que se obtenga la igualdad requerida de los niveles de energía.

La longitud de la poza disipadora debería ser aproximadamente cuatro veces el tirante $\mathbf{d_2}$ ó 4x1.00 = 4.00 m. Este borde libre debería hallarse mas alto que el nivel máximo de aguas debajo de la poza. Diseñe los muros con una altura de 1.83 m. Los bloques de la rápida y la poza disipadora son dimensionados como se ha mostrado en la figura 1.

1.5.8 Diseño de la transición de salida

Cuando es requerida, es usada una transición de salida de concreto para “llevar” El flujo desde la poza disipadora hasta el canal aguas abajo. En este ejemplo de diseño no es usada una transición de salida. Un umbral final es previsto al termino de la poza disipadora y la elevación de la cima del umbral es determinado para proveer tirante de aguas abajo para el salto hidráulico. La energía crítica al final de la poza disipadora es:

$\mathbf{d_c}$ **=** 0.37 m; $\mathbf{hv_c}$**=** 0.15 m; $\mathbf{E_c}$ **=** 0.53 m

La Altura mínima del umbral, requerida para proveer un control para el flujo aguas abajo, iguala la energía aguas abajo del salto hidráulico, $\mathbf{E_2}$, menos la energía critica en el final de la poza, $\mathbf{E_c}$, o sea:

1.02 – 0.53 = 0.49 m

Una altura del umbral de 0.51es usado en el ejemplo del diseño.

7.0 DISEÑO DE CAIDAS

2. Caídas verticales

2.1 Criterios de Diseño

i. Se construyen caídas verticales, cuando se necesita salvar un desnivel de 1 m como máximo, sólo en casos excepcionales se construyen para desniveles mayores.

ii. SINAMOS, recomienda que para caudales unitarios mayores a 3000 l/s x m de ancho, siempre se debe construir caídas inclinadas, además manifiesta que la ejecución de estas obras debe limitarse a caídas y caudales pequeños, principalmente en canales secundarios construidos en mampostería de piedra donde no se necesita ni obras de sostenimiento ni drenaje.

iii. Cuando el desnivel es ≤ 0.30 m y el caudal ≤ 300 l/s x m de ancho de canal, no es necesario poza de disipación.

iv. El caudal vertiente en el borde superior de la caída se calcula con la formula para caudal unitario "q".

$q = 1.48\ H^{3/2}$

Siendo el caudal total:

$$Q = \frac{2}{3}\mu B\sqrt{2g}\quad H^{3/2}$$ (Formula de Weisbach Ec. 4.22)

μ = 0.50 (ver 4.2.4.2)

B = ancho de caída

v. La caída vertical se puede utilizar para medir la cantidad de agua que vierte sobre ella si se coloca un vertedero calibrado.

vi. Por debajo de la lámina vertiente en la caída se produce un depósito de agua de altura y_p que aporta el impulso horizontal necesario para que el chorro de agua marche hacia abajo.

vii. Rand (1955) citado por ILRI (5) Pag. 209, encontró que la geometría del flujo de agua en un salto vertical, puede calcularse con un error inferior al 5% por medio de las siguientes funciones:

$$\frac{Ld}{\Delta z} = 4.30xD^{0.27}$$

$$\frac{Y_p}{\Delta Z} = 1.00xD^{0.22}$$

$$\frac{Y_1}{\Delta Z} = 0.54xD^{1.425}$$

$$\frac{Y_2}{\Delta Z} = 1.66xD^{0.27}$$

$L\ J = 6.9\ (Y_2 - Y_1)$

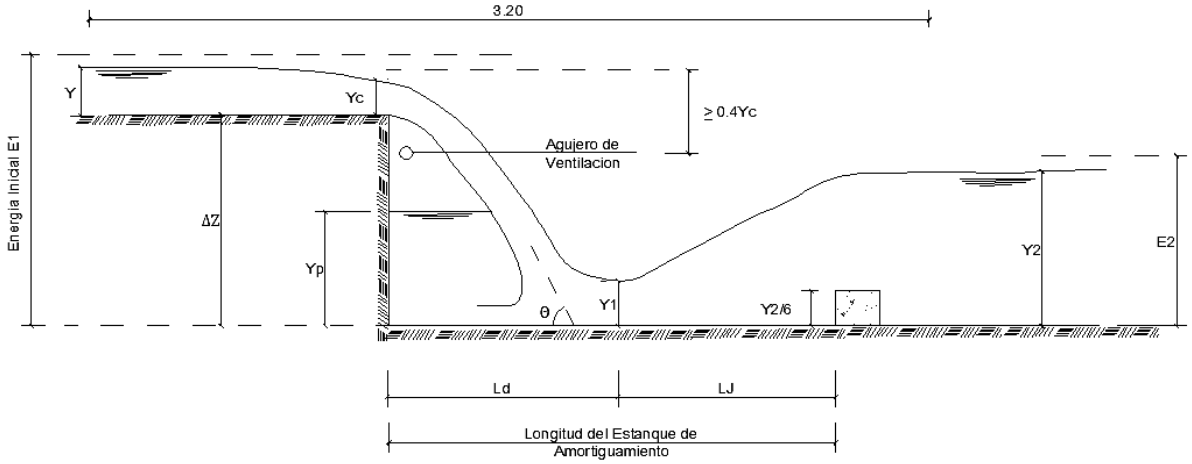
Donde:

$$D = \frac{q^2}{g\Delta Z^3}$$

Que se le conoce como número de salto y

$$\text{Cos } \theta = \frac{1.06}{\sqrt{\frac{\Delta Z}{Yc} + \frac{2}{2}}}$$

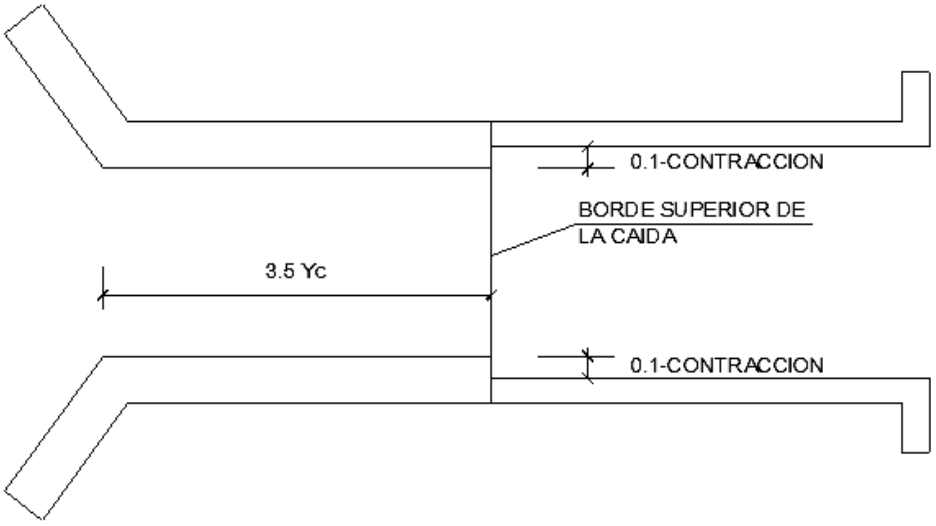
FIG 1 CARACTERISTICAS DE LA CAIDA VERTICAL



viii. Al caer la lámina vertiente extrae una continua cantidad de aire de la cámara indicada en la Fig. 1, el cual se debe reemplazar para evitar la cavitación o resonancias sobre toda la estructura.

ix. Para facilitar la aireación se puede adoptar cualquiera de las soluciones siguientes:

a) Contracción lateral completa en cresta vertiente, disponiéndose de este modo de espacio lateral para el acceso de aire debajo de la lámina vertiente.



b) Agujeros de ventilación, cuya capacidad de suministro de aire en m^3/sxm de ancho de cresta de la caída, según ILRI (5) Pag. 210, es igual a:

$$qa = 0.1\frac{q_w}{(Y_p / Y)^{1.5}}$$

Donde:

qa = suministro de aire por metro de ancho de cresta

y = tirante normal aguas arriba de la caída

q_w = máxima descarga unitaria sobre la caída

$$(P/\rho g) = \frac{\rho a}{\rho w}\left(Ke + \frac{fL}{D} + Kb + Kex\right)\frac{Va^2}{2g}$$

Donde:

(P/ρg) = Baja presión permisible debajo de la lámina vertiente, en metros de columna de agua. (Se puede suponer un valor de 0.04 m de columna de agua)

Ke = Coeficiente de perdida de entrada (Usar Ke= 0.5)

f = coeficiente de fricción en la ecuación de Darcy-Weisbach

$$hf = f\ \frac{L}{D}\ \frac{V^2}{2g}$$

L = Longitud de la tubería de ventilación, m.

D = Diámetro del agujero de ventilación, m

Kb = coeficiente de perdida por curvatura (Usar Kb=1.1)

Kex = Coeficiente de pérdida por salida (Usar Kex=1.0)

Va = Velocidad media del flujo de aire a través de la tubería de ventilación.

ρa/ρw = aproximadamente 1/830 para aire a 20ºC

2.2 Diseño ejemplo

Ejercicio 1

Datos:

Desnivel = Δz = 1 m

Características del canal aguas arriba y aguas abajo

Q = 2 m^3/s	Q = 2 m^3/s
S = 1 o/oo	S = 0.7 o/oo
n = 0.015	n = 0.015
Z = 1 (Talud)	Z = 1 (talud)
b = 1.0 m	b = 1.0 m
Y = 0.85 m	Y = 0.935 m
A = 1.57 m^2	A = 1.81 m^2
V = 1.27 m/s	V = 1.1 m/s

H = 0.85 + 0.082 = 0.932m H = 0.997 m

Solución

Ancho de la caída

$q = 1.48\ H^{3/2}$

$q = 1.33\ m^3/s \times m$

$B = \frac{Q}{q} = \frac{2}{1.33}$

B = 1.50 m

2) Transición de entrada

$LTe = \frac{T_1 - T_2}{2tg^{\alpha/2}}$

T_1 = b + 22Y = 1,9 + 2 x 1 x 0.85

T_1 = 2.70 m

T_2 = 1.5 m

$\alpha/2 = 25^o$

LTe = 1.30 ≈ 2.0 m

3) Dimensiones de la caída

$q = \frac{Q}{B} = \frac{2}{1.5}$

q = 1.33 m^3/axm Y_2 = 1.05 m

Yc= 0.56 m

D = 0.18 m

Ld = 2.8 m

Yp = 0.69 m

Y_1 = 0.26 m

L_j = 5.5 m

Long. del estanque = 8.2 m

resalte = 0.935 ÷ 6 = 0.16 ≈ 0.20 m

4) Longitud del tramo de canal rectangular (inmediatamente aguas arriba de la caída)

L = 3.5 Yc

L = 1.96 ≈ 2.0 m

5) Ventilación bajo la lámina vertiente

Consiste en calcular el diámetro de los agujeros de ventilación

$$qa = 0.1 \frac{q_w}{(Y_p / Y)^{1.5}}$$

$$qa = 0.1 \times \frac{1.33}{\left(\frac{0.69}{0.85}\right)^{1.5}}$$

qa = 0.18 m^3/s x m

qa = qa x B = 0.18 x 1.5

Qa = 0.27 m^3/s

Asumiendo una longitud de tubería igual a 2 m y un valor f = 0.02 para tuberías de fierro, se tiene:

$$\rho/\rho g = \frac{\rho a}{\rho w}\left(Ke + f\frac{L}{D} + Kb + Kex\right)\frac{Va^2}{2g}$$

$$Qa = \frac{1}{4}\pi D^2 Va$$

$$Va = \frac{0.344}{D^2}$$

$$\frac{Va^2}{2g} = \frac{0.006}{D^4}$$

Reemplazando valores en la Ec. 4.32:

$$2.04 = \frac{1}{830}\left(0.5 + 0.02x\frac{2.0}{D} + 1.1 + 1.0\right)\frac{0.006}{D^4}$$

$$5533.3 = \left(2.6 + \frac{0.04}{D}\right)\frac{1}{D^4}$$

Resolviendo por tanteos, resulta:

D = 0.151 m

$$A = \pi \frac{D^2}{4}$$

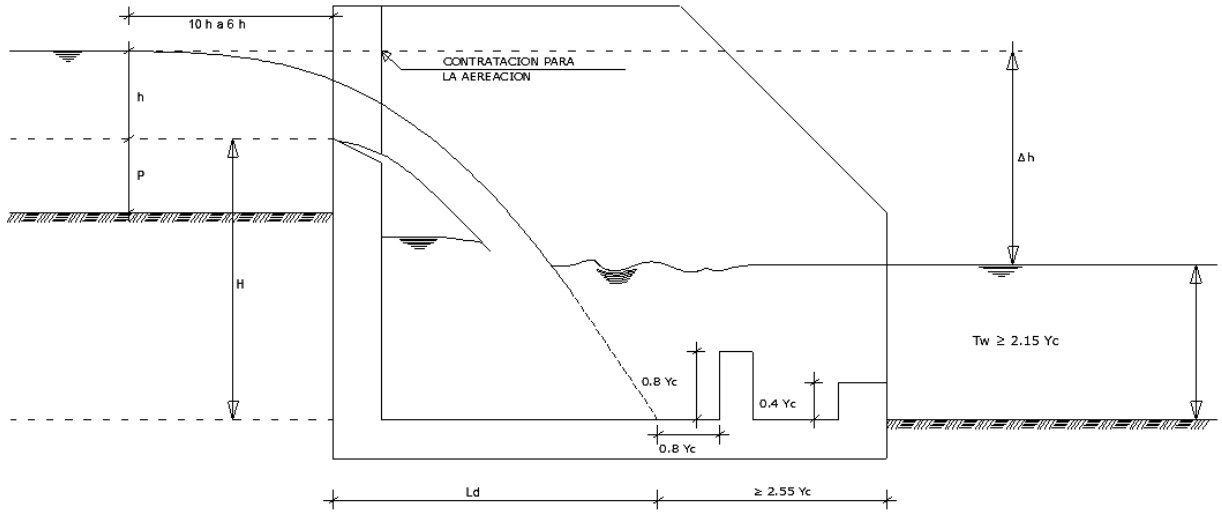
$A = 0.018\ m^2$

Esta área equivale aproximadamente el área de 3 tubos, 2 de 4" (0.10m) y 1 de 2" (0.05 m), estos tubos se colocarán de manera de conecten la cámara de aire de la caída con el espacio exterior.

2.3 Caídas verticales con obstáculos para el choque

El Bureau of Reclamation, ha desarrollado para saltos pequeños, un tipo de caída con obstáculos donde choca el agua de la lámina vertiente y se ha obtenido una buena disipación de energía para una amplia variación de la profundidad de la lámina agua abajo, a tal punto que puede considerarse independiente del salto.

FIG. 2: CAIDA VERTICAL CON OBSTACULOS PARA EL COCHE



Anchura y espaciamiento de los obstáculos = 0.4 Yc

Longitud mínima de la cubeta = Ld + 2.55 Yc

$Ld = 4.30\ D^{0.27}\ H$

$$D = \frac{q^2}{g\ \ h^3}$$

$$q = \frac{Q}{B}$$

Con contracciones laterales

$Q = C\ L\ H^{3/2}$

C = Según Tabla 4.10

Sin contracciones laterales

$$Q = \frac{2}{3} Bh^{3/2} (0.605 + \frac{1}{1050h - 3} + 0.08\frac{h}{P}\sqrt{2g}$$

Donde:

B = Ancho de la caída

Q = Caudal en vertedero o caudal de la caída

P = El mínimo valor de P, será la diferencia de energías aguas arriba de la cresta y en la cresta donde se produce Yc

h = Carga sobre cresta

Se calcula primeramente B, puesto que "Q" es el caudal en el canal y por lo tanto es ya conocido.

La anchura y espaciamiento entre los obstáculos será aproximadamente 0.4 Yc.

2.4 Gradas: Diseño Ejemplo

Son caídas verticales continuas, que se proyectan para salvar desniveles abruptos siendo recomendable no proyectar en este caso caías o gradas con alturas mayores s 0.80 m.

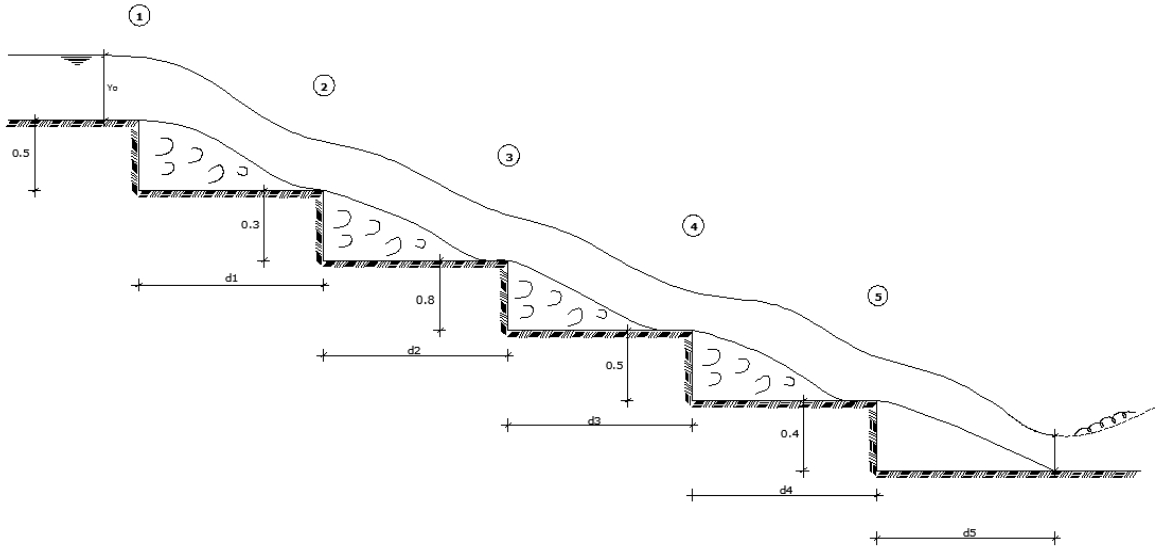
Por considerarlo un ejemplo didáctico, a continuación se presenta el ejercicio desarrollado por Domínguez (3) Pag. 390, el cual resulta de bastante utilidad práctica.

Ejercicio 2

Proyectar un desnivel en forma de gradas siendo éstas de 0.5, 0.30, 0.8, 0.5 y la última de 0.40 m en un canal de 2.00 m de anchura, cuyo gasto es de 1.4 m^3/s, de tal manea que entre grada y otra se asegure la formación perfecta del flujo supercrítico que sigue a cada grada, el canal aguas arriba y aguas abajo tiene pendiente 1º/oo y es de tierra.

Solución

Figura 3



Es lógico suponer que en la sección 1 se va a producir un tirante crítico cuyo valor es:

$= \frac{Q}{b} = \frac{1.4}{2}$

= 0.7 m^3/s x m

Luego:

Yc = 0.368 m

El análisis hidráulico consiste en llegar a determinar la longitud necesaria para grada y grada siendo necesario confeccionar el siguiente cuadro:

1	2	3	4	5	6	7	8	9
Grada	a (m)	K= $\frac{a}{Yc}$	Yo (m)	$Xo = \frac{Yo}{Yc}$	$\frac{Y_1}{Yc}$	Y (m)	$\frac{d}{Yc}$	d (m)
1	0.5	1.359	0.368	1.000	0.53	0.196	3.3	1.21
2	0.3	0.815	0.196	0.533	0.91	0.178	3.4	1.25
3	0.8	2.174	0.178	0.484	0.82	0.146	5.3	1.95
4	0.5	1.359	0.146	0.397	1.05	0.153	4.8	1.77
5	0.4	1.087	0.153	0.416	1.05	0.160	4.3	1.55

Columna 1: Número de grada

Columna 2: Altura de grada

Columna 3: Resulta de dividir la altura de grada entre el tirante crítico que se produce en la primera grada, es decir en el punto 1 y cuyo valor es de 0.368 m.

Columna 4: En la grada 1 se tiene:

Agua arriba: Yc = Yo = 0.368

Aguas abajo: Y_1 = tirante de flujo supercrítico y a la vez es el valor Yo aguas arriba de la segunda grada.

En la primera grada se tiene:

$$X_o = \frac{Yo}{Yc} = \frac{0.368}{0.368} = 1$$

Con este valor y la respectiva altura de grada se entra el gráfico de la Fig. 4.22, obteniéndose con:

Xo = 1 y K = 1.359 el valor

$$\frac{Y_1}{Y_o} = 0.53 \therefore Y_1 = 0.53x0.369 = 0.196$$

Y_1 = 0.196 m

Columna 5: Sería el valor Xo = 1

Columna 6: El valor obtenido en la Fig. 4.22

$$\frac{Y_1}{Yo} = 0.53$$

Columna 7: Sería el valor:

Y_1 = 0.53 x 0.369

Y_1 = 0.196 m

Desde la columna 4 hasta la columna 7, la operación se repite de la siguiente manera:

En la grada 2: tenemos

Yo = 0.196

Xo = 0.196 / 0.368 = 0.533 y X = 0.815

$$\frac{Y_1}{Yo} = 0.91$$

Y_1 = 0.178 m

En la grada 3:

Yo = 0.178

Xo = 0.178 = 0.484 y K = 2.174

0.368

$$\frac{Y_1}{Yo} = 0.02$$

Y_1 = 0.146 m

FIG. 4 GRADAS DE BAJADA ANTECEDIDAS Y SEGUIDAS DE FLUJO SUPERCRITICO

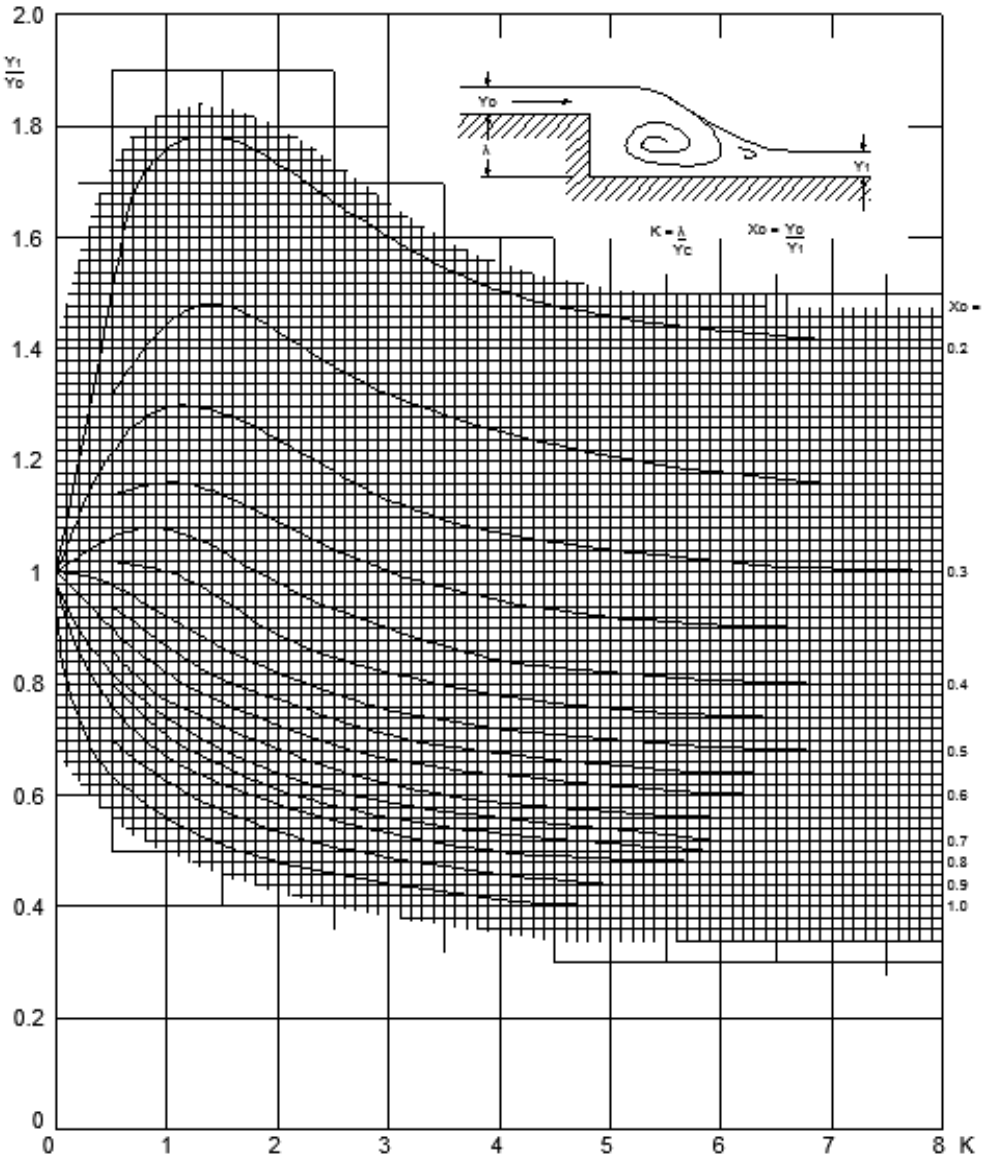
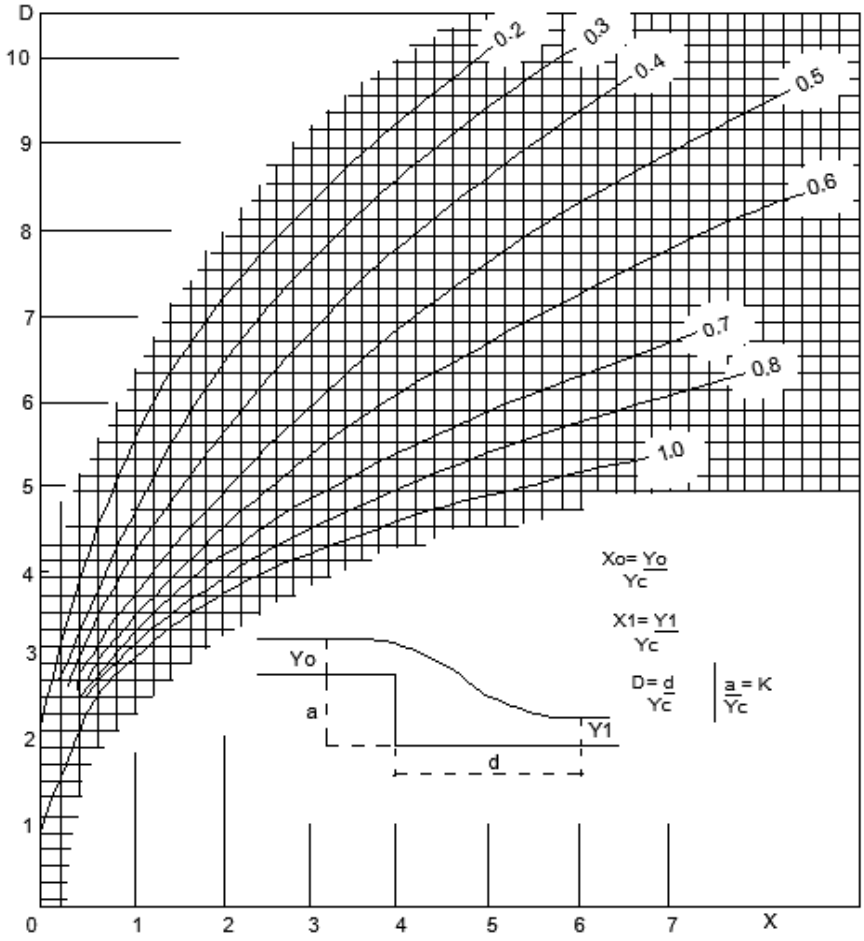


FIG.5 DISTANCIA ENTRE GRADAS EN FLUJO SUPERCRITICO



En la grada 4:

Yo = 0.146

Xo = 0.146 = 0.397 y K = 1.359

0.368

$$\frac{Y_1}{Yo} = 1.05$$

Y_1 = 0.153 m

En la grada 5:

Yo = 0.153

Xo = 0.153 = 0.416 y K = 1.087

0.368

$$\frac{Y_1}{Yo} = 1.05$$

Y_1 = 0.16 m

Columna 8 y 9: se obtiene de la Fig. 4

Grada 1:

K = 1.359

Xo = 1.0

Se obtiene:

$\frac{d}{Yc}$ = 3.3

d = 3.3 x 0.368

d = 1.21 m

Grada 2:

K = 0.815

Xo = 0.533

Se obtiene:

$\frac{d}{Yc}$ = 3.4

d = 3.4 x 0.368

d = 1.25 m

Grada 3:

K = 2.174

Xo = 0.484

Se obtiene:

$\frac{d}{Yc}$ = 5.3

d = 5.3 x 0.368 m

d = 1.95 m

Grada 4:

K = 1.359

Xo = 0.397

Se obtiene:

$\frac{d}{Yc}$ = 4.8

d = 4.8 x 0.368

d = 1.77 m

Grada 5:

K = 1.087

Xo = 0.416

Se obtiene:

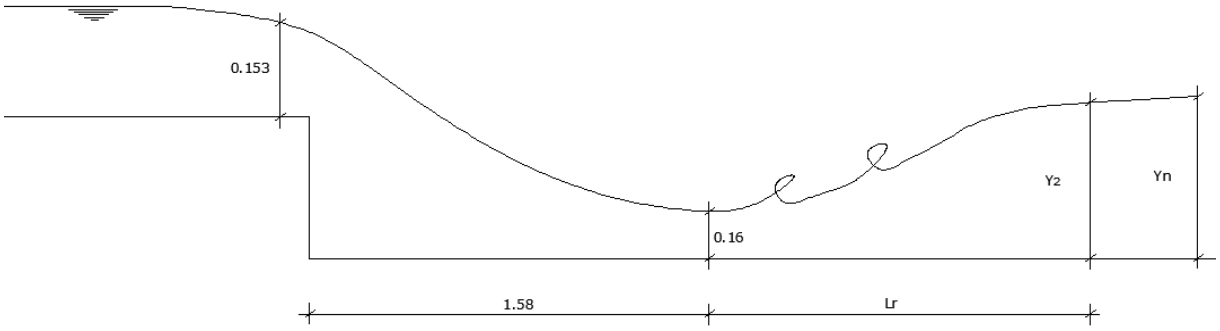
d = 4.2

Yc

d = 4.2 x 0.368

d = 1.55 m

Figura 6.



5) En la grada 5 la situación es la siguiente:

El tirante conjugado menor es: 0.16

Lugo:

A = 0.15 x 2

A = 0.50 m^2

V = 4.67 m/s

El tirante conjugado mayor será:

$$Y_2 = -\frac{0.16}{2} + \sqrt{\frac{0.16^2}{4} + \frac{2x0.16x4.62^2}{9.81}}$$

Y_2 = 0.77 m

V_2 = 0.91 m/s

Longitud del resalto:

Lr = 6 ($Y_2 - Y_1$)

Lr = 4.50 m

Profanidad del colchón:

Si:

b = 2.0 m

n = 0.025

S = 0.001

Z = 0 (rectangular)

Q = 1.4 m^3/s

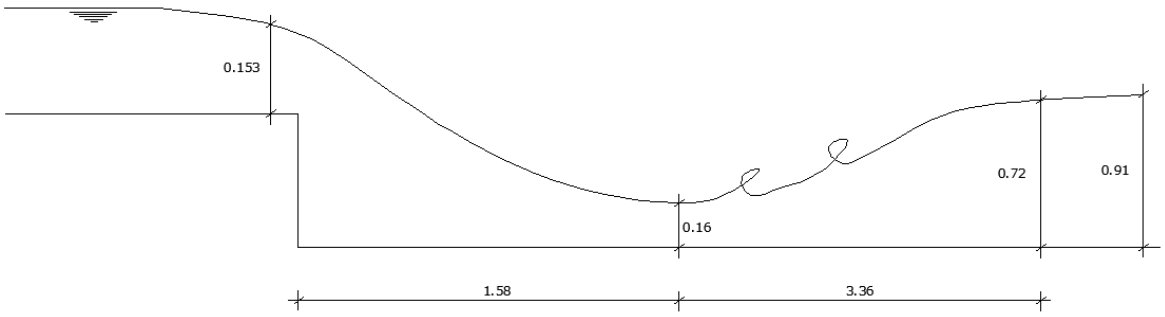
El tirante normal Yn es:

Yn = 0.91 m

Vn = 0.77 m/s

La situación final sería:

Figura 7



Como Yn > Y_2 en 0.19 m no es necesario colchón o poza, pero por seguridad podría considerarse una profundidad de colchón de unos 0.3 ó 0.25 m, según criterio del diseñador.

8.0 DISEÑO DE PARTIDORES

2. PARTIDORES

2.1 Generalidades

Gómez Navarro (4) Pag. 547 manifiesta que el bifurcarse los canales de riego en 2 ó mas ramales principales, es necesario que el caudal se reparta proporcionalmente, pero independientes del caudal que circula en el canal, lo que se efectúa mediante las obras denominadas partidores. El sistema mas sencillo de partidor, es un tramo recto de canal revestido, que se divide por medio de un tajamar, repartiéndose el caudal en proporción de los anchos, cosa que no es exacta, puesto que al realizarse la división en régimen lento o subcrítico, influyen en los caudales las condiciones aguas abajo del partidor como son: radios hidráulicos, curvas y en fin, cualquier motivo que puede dar lugar a remanso.

Krastz (8) Pag. 171 Tomo 1, dice: no todas las obras de división del caudal se construyen para realizar una división exactamente proporcional y para distinguirlas de las obras de toma considera que cuando se desvía más del 25% del caudal del canal principal la obra es un partidor. A su vez Domínguez (5) Pag. 560 describe a los partidores como aparatos que extraen de un canal de gasto variable, en una proporción fija otro gasto también variable, pero que es un porciento invariable del total del gasto del canal; y que la punta partidora en un principio consistía en un macizo triangular habiendo sido reemplazado hoy en día por una plancha de acero de poco espesor paralela a la dirección de la corriente, modificación que considera poco efectiva.

2.2 TIPOS DE PARTIDORES

Domínguez (3) Pag. 561 hace la siguiente clasificación:

A) Partidores de escurrimiento crítico, los cuales pueden ser que barrera y por estrechamiento.

B) Partidores de resalto o de barrera de sección triangular. Ambos tipos tienen dos características comunes.

   1. Rápida aceleración que en lo posible iguale las velocidades
   2. Aislamiento de la sección de partición de variaciones del escurrimiento aguas abajo.

En los partidores de resalto, la partición se hace en una sección idéntica para ambos ramales, y en la misma punta partidora, por lo tanto, la perturbación por creación de una capa límite se reduce al mínimo. En los partidores de escurrimiento crítico es imposible igualar las condiciones de escurrimiento en el arranque de los ramales. El principio general de un partidor de escurrimiento crítico está dado por la ecuación:

$$B_1 = \Delta = \frac{3}{2} Yc + a$$

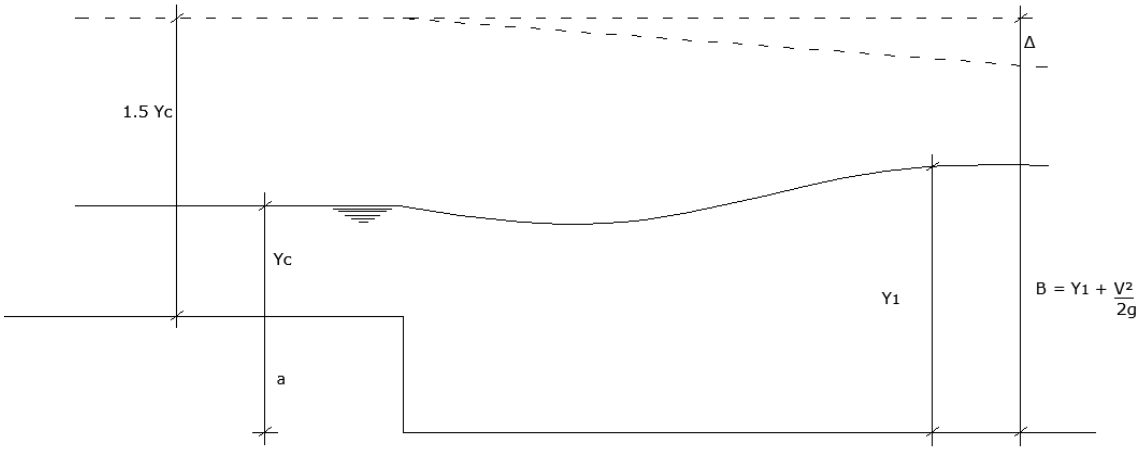
Donde:

$B_1 = Y_1 + \frac{V_1^2}{2g}$ (se toma el correspondiente al Y_1, más alto que ocurre aguas abajo del partidor, y puede ser de cualquier canal)

Δ = Pérdida de carga entre la sección de partición y la del ramal.

Yc = Altura crítica

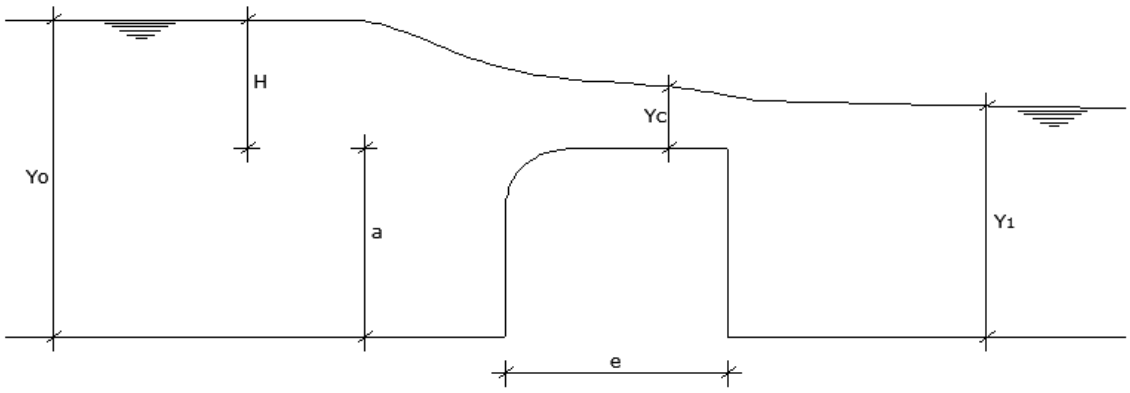
a = Diferencia de cotas, entre la sección de partición y el ramal, cuando a es un valor positivo, tendremos un partidor de barrera y cuando es cero, tendremos un partidor por estrechamiento.



2.3 Partidores de escurrimiento crítico

A) Por barrera: criterios de diseño

1) Se fundamenta principalmente en el diseño de un umbral en el fondo, dicho umbral debe tener ciertas características que permitan la ocurrencia del tirante crítico encima de él, de manera que en la sección de partición, no influyan las condiciones de aguas debajo de los canales derivados, es decir que no me cree ningún efecto de contracorriente.



Según Domínguez: (3) pag. 563, el valor de a que produce escurrimiento crítico es:

$(1 + \delta)\ Y_1 = 1.5\ Yo+a$

Donde:

δ = varía entre 0.1 y 0.15

Y_1 = Es el mayor tirante que ocurre en cualquiera de los canales derivados, cuando ingresa el caudal de diseño al partidor.

2) El espesor a del umbral debe ser igual a 3.5 veces el tirante critico.

e > 3.5 Yc

3) La arista aguas arriba del umbral debe ser redondeada con un radio de 5 a 10 cm.

4) La longitud del umbral o ancho de la sección del partidor se recomienda en 10 veces el tirante crítico.

$L \geq 10Yc$

5) El caudal que pasa por el umbral del partidor se calcula según la fórmula:

$Q = CL \sqrt{2g} \quad H^{3/2}$

Donde

C = coeficiente que varia de 0.38 cuando la arista es viva, a 0.41 cuando la arista es redondeada.

6) En la longitud L del umbral, se obtiene en un 80% de su valor, un caudal unitario uniforme, el cual disminuye hacia las paredes, donde llega al 80% de la velocidad central y hasta entonces tendrán que efectuarse correcciones a los anchos correspondientes a los caudales que se quieren derivar y se consideran 2 casos:

- Que el ancho del ramal compensado sea mayor a 0.1L
- Que el ancho del ramal compensado sea menor a 0.1L

Para el primer caso:

$m_1 = 0.98\ m + 0.01\ L$

Para el segundo caso:

$m_1 = \sqrt{0.16L^2 + 0.98mL} - 0.4L$

Donde:

m_1 = ancho compensado

m = Ancho compensado

m = ancho sin compensar

L = longitud total del umbral

7) Veamos con un ejemplo, como se realiza la compensación de los anchos con un canal que trae 4.00 m^3/s y se quiere repartir en 3 caudales, un caudal de 2.5 m^3/s que pasa aguas abajo, y 2 ramales de 1 y 0.5 m^3/seg., la longitud L del umbral es 4.00 m.

	Q	%	m	m_1
Canal de llegada	4.0	100	4.0	4.0
Canal que pasa	2.5	67.5	2.5	2.45
Ramal 1	1.0	25.0	1.0	1.02
Ramal 2	0.5	12.0	0.5	0.53

El valor m se obtiene de acuerdo al % de los caudales.

El valor m_1 se calcula primero para los ramales y por diferencia se obtiene el m_1 del canal que pasa.

Ramal 1:

$m_1 = 0.98\ m + 0.01L = 0.98 \times 1 + 0.01 \times 4$

$m_1 = 1.02$ m

Ramal 2 :

$m_1 = 0.98\ m + 0.01L = 0.98 \times 0.5 + 0.01 \times 4$

$m_1 = 0.53$ m

Canal que pasa:

$m_1 = 4 - (1.02 + 0.53) = 2.45$

m = 2.45 m

En las figs. 4.31 a y 4.31 b se presentan esquemas típicos de partidores.

8) La punta partidora puede ser un macizo triangular (tajamar) o una plancha de acero delgada (6 mm); que va incrustada una longitud de 1.5Yc en el umbral del partidor.

9) Estos tipos de partidores son los menos exactos debido a que siempre es difícil obtener una perfecta igualación de velocidades sobre el umbral.

10) Se recomienda ubicarlos en un tramo recto, de unos 20 m, donde se aprecie que la rugosidad es más o menos uniforme.

B) Por estrechamiento – Diseño ejemplo

En el partidor de escurrimiento crítico por estrechamiento, la ecuación general que rige su diseño es:

$B_1 + \Delta = \frac{3}{2} Yc$

Donde:

$B_1 = Y_1 + \frac{V_1^2}{2g}$

Este valor corresponde al valor más alto de tirante aguas abajo del partidor, cualquiera que sea el canal, normalmente el canal que decide el cálculo, es el que tenga mayor tirante y este canal será aquel que tenga el menor valor de $\frac{\sqrt{S}}{n}$ o factor hidráulico de lecho. (S = pendiente; n = rugosidad)

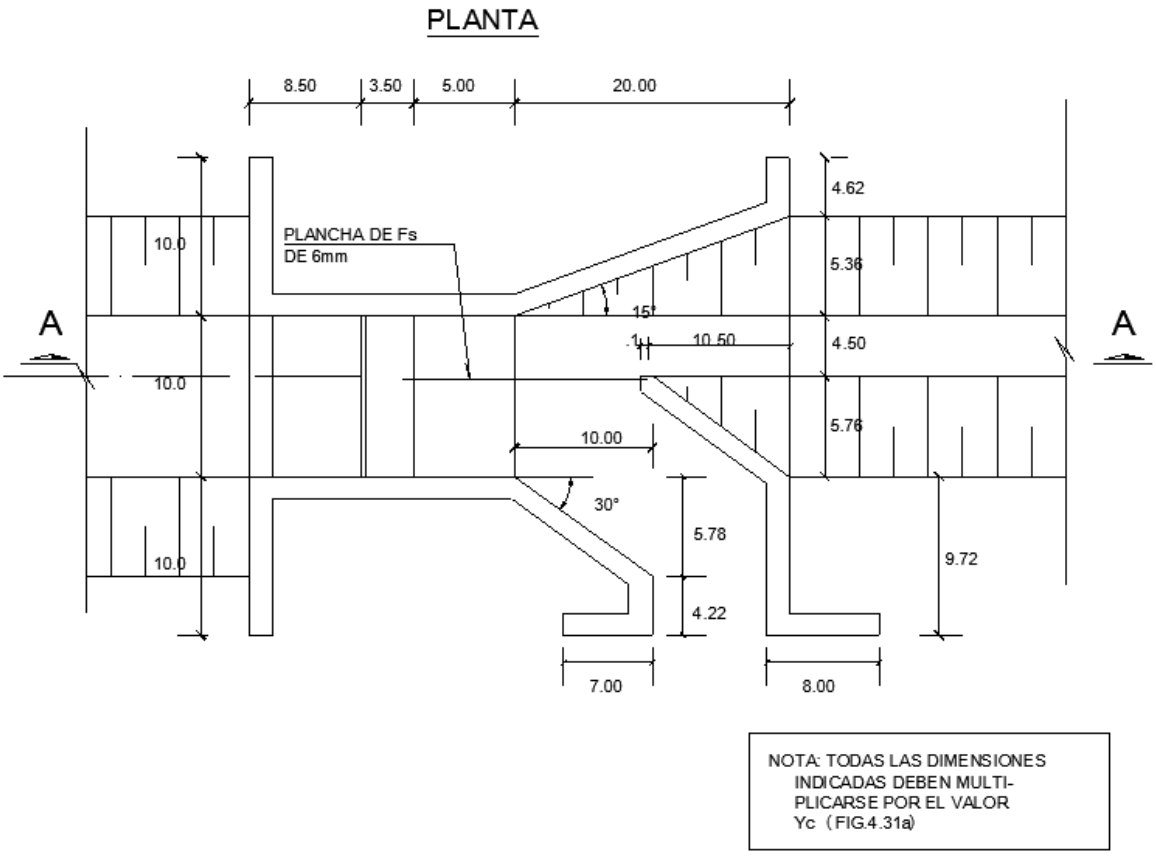
Δ = Pérdida de carga por ensanche paulatino, entre la sección de partidor y el partidor aguas abajo.

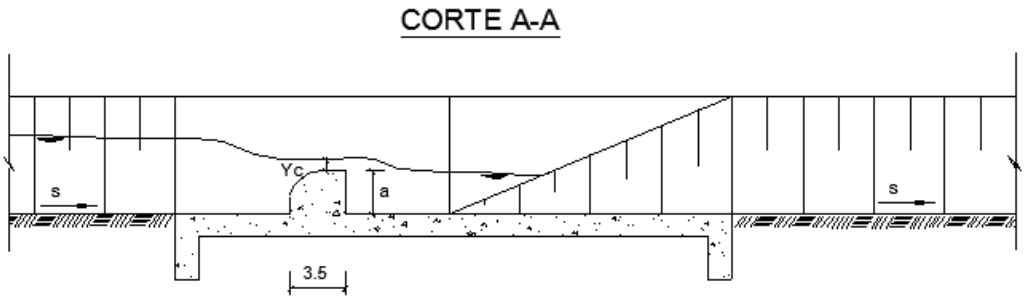
Yc = Tirante crítico en la sección de partición.

El diseño de este tipo de partidor, se fundamenta en la selección del ancho de estrechamiento que nos da un flujo crítico, donde las velocidades se igualen y nos permita efectuar la partición de los caudales, según las necesidades de cada canal.

FIG 4.31 PARTIDOR POR BARRERA

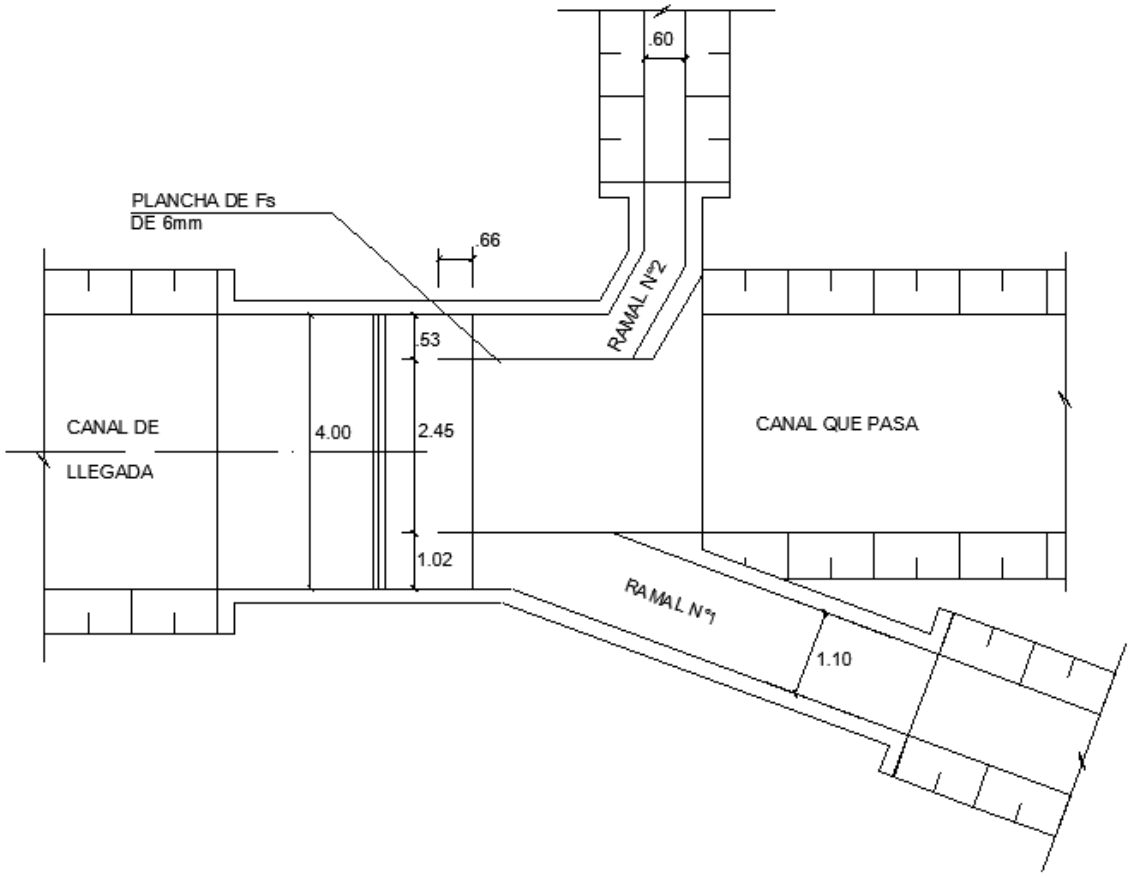
a) EN DOS CAUDALES IGUALES



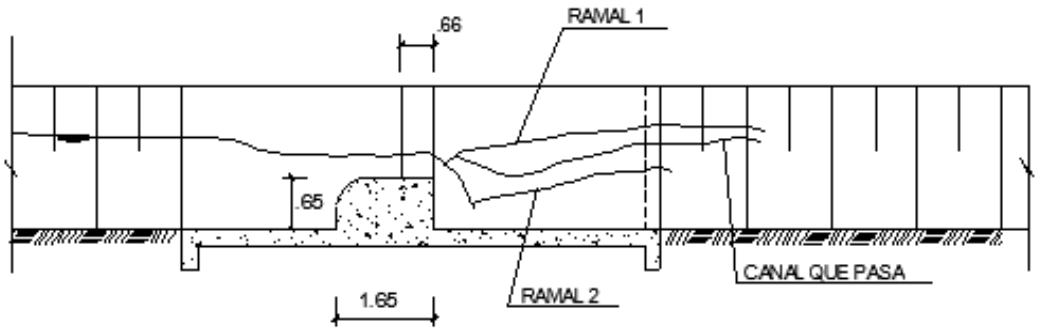


b) EN TRES CAUDALES DIFERENTES

PLANTA



PERFIL



Para una mejor comprensión veamos el Sgte. Ejemplo donde se ha seguido la metodología de Domínguez (3)

Ejercicio 1.

Diseñar un partidor por estrechamiento en un canal donde el caudal varía de 12 a 2 m^3/s y se desea derivar un 15% de su caudal, se tienen los siguientes datos:

	Q (m^3/s)	S	n	Talud	b (m)
Canal de llegada	12 – 2	1.6º/oo	0.025	0.5:1	4
Canal que pasa	10.2 – 1.7	1.6º/oo	0.025	0.5:1	4
Ramal	1.8 – 0.3	2º/oo	0.025	0.5:1	1

Solución: (ver Fig. 4.34)

1) Escogemos entre los canales a derivar, cuál es el que decide el cálculo y para eso calculamos el factor hidráulico del lecho ($\sqrt{S/n}$)

   Canal que pasa = 1.6

   Ramal = 1.8

   Luego, el canal que decide el cálculo será el canal que pasa, y entre éste, y el canal de llegada se hacen los cálculos para el diseño.

2) En la Ec. (2.31) se tiene:

   $\Delta = \rho \frac{(Vo - V1)^2}{2g}$ (A) – Ver Ítems 2.5.2.4

   Donde:

   Vo equivaldría a Vc

   y para un primer tanteo en el cálculo de Δ se puede asumir

   ρ = 0.5

   $B_1 = \frac{3}{2} Yc$ (B)

   O sea que la energía en la sección del partidor, es igual a la energía aguas abajo del partidor en el canal que pasa.

   De otro lado se sabe que:

   $\frac{Yc}{2} = \frac{Vc^2}{2g}$

De donde:

$$Yc = \frac{Vc^2}{g}$$

Reemplazando este valor en (B) se obtiene

$$\frac{B_1}{3} = \frac{Vc^2}{2g} \qquad \text{(C)}$$

El valor de Vc así obtenido se reemplaza en (A) y se obtiene la pérdida de carga.

Asi mismo de la c. (4.56) tenemos

$$(B_1 + \Delta)\ \frac{2}{3} = Yc \qquad \text{(D)}$$

De la ecuación general de Yc se tiene:

$$q = \sqrt{Yc^3}\, g \qquad \text{(E)}$$

La longitud de la sección de estrechamiento será:

$$L = \frac{Q}{q} \qquad \text{(F)}$$

3) Calculo de la longitud en la sección de estrechamiento

Se ha calculado mediante la elaboración de la Tabla 4.13 y las relaciones expresas en el punto anterior.

Tabla 4.13 Cálculo de l en partidores por estrechamiento

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
Y	Qp	$\frac{V_1^2}{2g}$	B_1	V_1	$\frac{Vc^2}{2g}$	Vc	$\frac{0.5(Vc-V1)^2}{2g}$	Q_E	$B_1+\Delta$	Yc	q	l	Vc	ρ
0.4	1.32	0.032	0.432	0.79	0.144	1.68	0.020	1.55	0.452	0.301	0.517	3.00	1.72	0.45
0.5	1.89	0.040	0.54	0.89	0.18	1.88	0.025	2.22	0.565	0.377	0.725	3.06	1.92	0.46
0.5	2.54	0.049	0.649	0.98	0.216	2.06	0.030	3.00	0.679	0.453	0.955	3.14	2.11	0.46
0.8	4.04	0.067	0.867	1.15	0.289	2.38	0.039	4.75	0.906	0.604	1.470	3.23	2.43	0.47
1.0	5.78	0.085	1.085	1.29	0.362	2.67	0.049	6.80	1.134	0.756	2.06	3.30	2.73	0.46
1.2	7.78	0.101	1.301	1.41	0.434	2.92	0.058	9.15	1.359	0.906	2.70	3.39	2.98	0.46
1.4	9.98	0.118	1.518	1.52	0.506	3.15	0.068	11.74	1.586	1.057	3.40	3.45	3.22	0.46
1.42	10.20	0.119	1.54	1.53	0.513	3.17	0.069	12.0	1.609	1.073	3.48	3.45	3.24	0.46

Se puede apreciar que a menor ancho corresponde el menor gasto, pero algunas veces esto no sucede así, en todo caso se toma el menor valor de l que resulte en el cuadro, chequeando siempre que la sección húmeda para cualquier gasto con l escogido no sea menor al 45% de la sección húmeda aguas arriba, donde se inicia el partidor. La selección de l más óptimo, es aquel que nos da una sección donde se inicia el partidor y sin entrar en mayores cálculos se puede proceder a efectuar la partición de los caudales.

Es necesario recalcar que cuando el área de la sección de partición es igual o menor al 40% de la sección húmeda al inicio del partidor la velocidad cerca de las paredes se hace mayor que en el centro, por lo tanto una sección de partición con esas condiciones ya no resulta útil.

Explicación sobre la elaboración de la Tabla 4.13

Ya se ha determinado que el canal que decide el cálculo, es el que pasa y los cálculos se harán entre este y el canal de llegada. Para una mejor ilustración tomaremos como ejemplo los cálculos correspondientes a Y = 0.8 m.

Columnas: 1 y 2

Corresponden a los valores de tirante asumidos, para los cuales se calcula el respectivo caudal según Manning, de acuerdo a las características del canal aguas abajo (canal que pasa).

Características del canal:

Z = 0.5

b = 4.0 m

n = 0.025

S = 1.6º/oo

Para Y = 0.8 m, se tiene:

A = 3.52 m^2

P = 5.79 m

$R^{2/3}$ = 0.718

Luego:

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

Q = 4.04 m^3/seg Ver Fig. 4.32

Columnas: 3,4 y 5

El valor de las columnas 3 y 5 está referido a la velocidad, aguas abajo del partidor en el canal que pasa.

$$V = \frac{4.04}{3.52}$$

V = 1.15 m/seg

$$\frac{V^2}{2g} = 0.067m$$

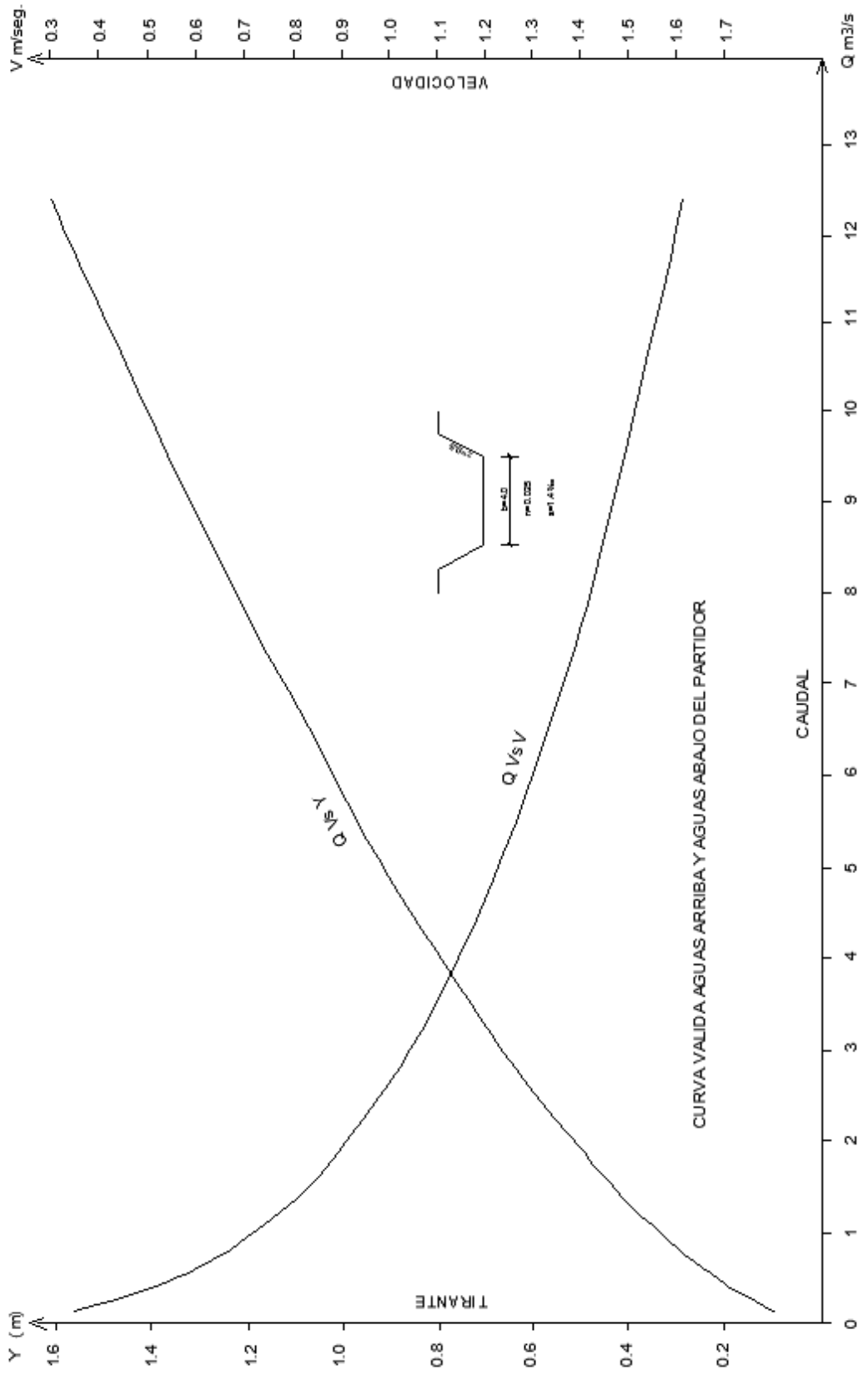


FIG. 4.32 CURVA DE GASTO-TIRANTE EN EL CANAL PRINCIPAL

El valor B_1 es la energía específica o Bernoulli

$$B_1 = Y_1 + \frac{V_1^2}{2g} = 0.8 + 0.067$$

$B_1 = 0.867$ m

Columnas: 6 y 7

Esta referido a la velocidad crítica que ocurre en la sección de estrechamiento asumiendo que entre esta y aguas abajo no hay pérdidas.

Según la Ec. C se tiene:

$$\frac{B_1}{3} = \frac{V_c^2}{2g}$$

$$\frac{V_c^2}{2g} = \frac{0.867}{3} = 0.289m$$

Luego:

$V_c = 2.38$ m/seg

Columna 8:

Es la pérdida de carga que ocurre entre la sección de estrechamiento y la sección del canal que pasa, aguas abajo del partidor.

$$\Delta = \rho \frac{(Vc - V1)^2}{2g}$$

Donde:

Vc = corresponde a una primera aproximación

$\rho = 0.5$ (valor mas desfavorable)

V_1 = correspondiente a cada caudal para un Y dado

La pérdida de carga para Y = 0.8, que se viene tomando será:

$$\Delta = \frac{0.5(2.38 - 1.15)^2}{2g}$$

$\Delta = 0.039$ m

Columna 9:

Sabemos que el caudal que entra QE, es el 100%, siendo el caudal que pasa QP el 85%, y el caudal derivado por el ramal 15%, luego, si tenemos QP es fácil obtener QE.

QP = 4.04 m^3/seg

QE = 4.75 m^3/seg

Columna 10:

Para cada valor QE se tiene un valor QP, y lógicamente un valor $B_1 + \Delta$, en el canal que pasa aguas abajo del partidor.

B_1 = energía especifica

Δ = pérdidas por ensanche paulatino (valor aproximado)

En nuestro ejemplo escogido tenemos:

$B_1 + \Delta = 0.867 + 0.039 = 0.906$ m

Columna 11:

Es el tirante crítico que corresponde a un caudal determinado QE y QP. Según la Ec. D, se tiene:

$Yc = \frac{2}{3} (B_1 + \Delta)$

$Yc = \frac{2}{3} \times 0.906$

Yc = 0.604 m

Columna 12:

$q = \sqrt{Yc^3 xg} = \sqrt{0.604^3 x9.81}$

q = 1.47 m^3s x m

Columna 13:

El valor l corresponde al ancho del estrechamiento.

$l = \frac{QP}{q}$

$l = \frac{4.75}{1.47}$

l = 3.23 m

Columna 14:

Corresponde al verdadero valor de Vc, en la sección 1.

$\frac{Vc^2}{2g} = \frac{Yc}{2}$

$Vc = \sqrt{Ycxg} = \sqrt{0.606x9.81}$

Vc = 2.43 m/seg

Columna 15:

Es el verdadero valor del coeficiente de pérdidas por ensanche paulatino.

$$\rho = \frac{(Vc - V_1)^2}{2g} = 0.039$$

$$\rho = \frac{(2.43 - 1.15)^2}{2g} = 0.039$$

$$\rho = \frac{0.039}{0.0835}$$

ρ = 0.47

Δ = 0.119 m

$$\rho = \frac{0.119}{0.159}$$

ρ = 0.748

De otro lado se tiene:

$$\frac{l_1}{l} = \frac{4 + 2x0.5x1.42}{3.3} = \frac{5.42}{3.3} = 1.64$$

Con los valores de ρ y $l_{1/l}$ en la fig. 2.18 a se obtiene α=45º, luego la longitud del ensanche paulatino o transición entre la sección de partición y el canal aguas abajo será:

$$L = \frac{T_1 - Tc}{2Tg\alpha/2} = \frac{5.42 - 3.3}{0.8284} = 2.56$$

L ≈ 3.0 m

Si tomamos α = 30º disminuimos las pérdidas y L = 4 m.

6) Pérdidas por embudo de entrada

Las pérdidas normalmente son pequeñas cuando la unión es perfecta hacia la corriente que sigue aguas abajo y en este caso se puede tomar para el cálculo.

Perd. = $\rho \frac{V^2}{2g}$

Donde

ρ = 0.02

V = sería en este caso Vc

Luego

Perd. = 0.02 x 0.552

Perd. = 0.011 m

7) Tipos de embudos de entrada en partidores

En un partidor, la forma del embudo de entrada es criterio del diseñador, para tal efecto, Domínguez Pag. 406 y 407 presentan los siguientes tipos de embudos; ver Fig. 4.33

8) El Bernoulli o energía específica en el canal aguas arriba del partidor para Q MAX = 12 m^3/s será:

Bo = Yo + $\frac{V^2}{2g}$ + Perd. por embudo

Según la Fig. 4.32:

Yo = 1.57 m

V = 1.6 m/s

4) El valor de l escogido debe ser tal, que el área en la sección de partición se aproxime al 50% del área del canal aguas arriba del partidor.

Canal aguas arriba		l=3.10		l=3.15		l=3.25		l=3.30	
Q	A	AP	%	AP	%	AP	%	AP	%
2	2.17	1.082	49.9	1.087	50.0	1.099	50.6	1.106	0.51
4	3.48	1.72	49.0	1.726	49.6	1.742	50.0	1.752	0.503
6	4.60	2.254	49.0	2.262	49.2	2.282	49.7	2.297	0.499
8	5.62	2.725	48.5	2.74	48.8	2.769	49.3	2.782	0.495
10	6.58	3.165	48.1	3.18	48.3	3.211	48.8	3.227	0.49
12	7.51	3.565	47.5	3.591	47.8	3.624	48.3	3.647	0.486

En la tabla anterior se tiene:

A = (b + ZY)Y = Área aguas arriba del partidor

AP = Yc x l = Área en la sección de partición

$$\% = \frac{AP}{A} x100$$

Se puede apreciar que "l" óptimo es 3.30m, donde casi todos los porcentajes se aproximan al 50% de A; la tabla 4.13 nos sirve de ayuda para escoger el valor de "l" a tantear.

5) Una vez seleccionado el valor de l = 3.30 se efectúa el siguiente análisis:

Para QE = 12 m^3/s, caudal máximo que entra al partidor

q = 3.636 m^3/seg x m

Yc= 1.105 m

Vc = 3.292 m/s

Bc = 1.658 m

Para QE = 12 m^3/seg., se tiene Q PAS = 10.2 m^3/s que es el caudal aguas abajo del partidor, en el canal que pasa de sección trapezoidal.

Q = 10.2 m^3/s

Y_1 = 1.2 m

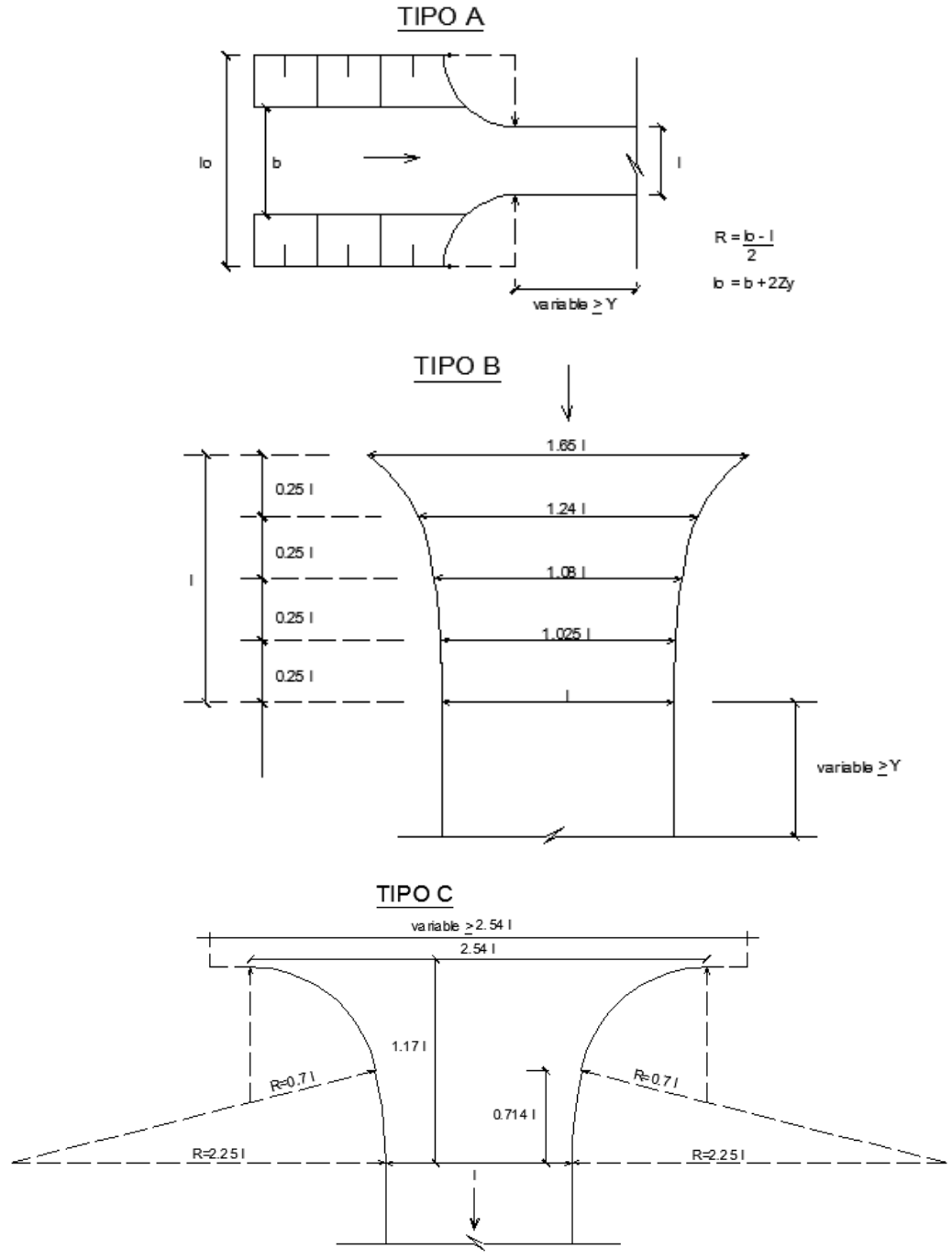
V_1 = 1.525 m/s

B_1 = 1.539 m

La perdida de carga será:

$$\Delta = Bc - B_1 = \rho \frac{Vc - V_1)}{2g} = \rho 0.159$$

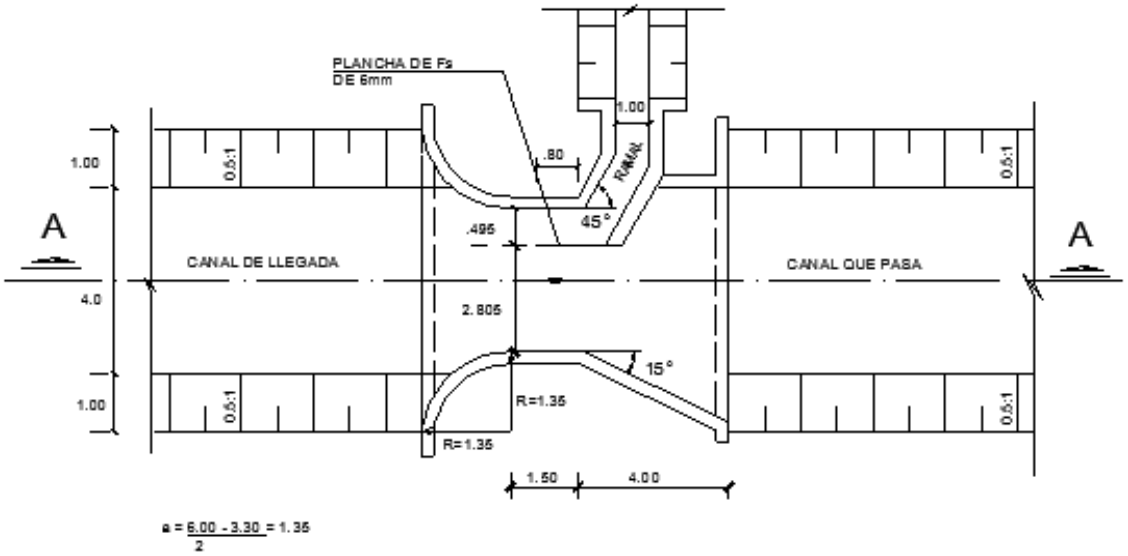
FIG. 4.33 TIPOS DE EMBUDO DE ENTRADA



NOTA:
EN LOS 3 CASOS L SE CALCULA SEGUNA LA TABLA 4.13
DESPUES DE LA SECCION L ES UTIL PROLONGAR LAS PAREDES EN FORMA PARALELA POR LO MENOS UNA VEZ EL TIRANTE (Y) QUE SE PRODUCE EN DICHA SECCION.

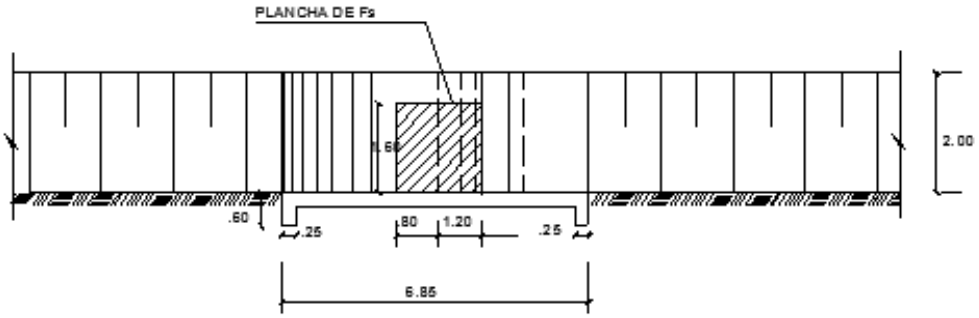
FIG.4.34 PARTIDOR POR ESTRECHAMIENTO

a) PLANTA



$$a = \frac{6.00 - 3.30}{2} = 1.35$$

b) CORTE A-A



Luego:

Bo = 1.57 + 0.13 + 0.011

Bo = 1.711 m

9) Los anchos de partición serán:

3.3 x 0.85 = 2.805 m

3.3 x 0.15 = 0.495 m

El caudal que pasa por cada ancho será:

Q_1 = (2.85 x 1.105) x 3.292 = 10.2 m^3/seg

Q_2 = (0.495 x 1.105) x 3.292 = 1.8 m^3/seg

Que son los caudales máximos a repartir

10) El análisis de los tirantes aguas debajo de la sección de partición, se hacen por los métodos ya conocidos y considerando las pérdidas de carga respectivas, en el ramal la pérdida por codo la podemos estimar para cálculos prácticos en una vez la carga de velocidad del canal.

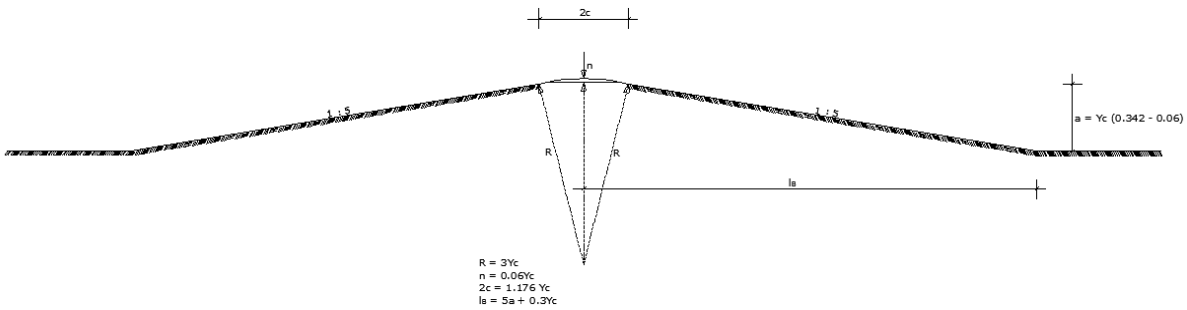
11) En los partidores de escurrimiento cinético resulta la mejor solución una combinación de estrechamiento con barrera.

2.4 Partidores de resalto o de barrera de sección triangular

A) Generalidades

Este tipo de partidor es más perfeccionado que los anteriores por que permite anchos proporcionales a los caudales que se quiere derivar, debido a que asegura la igualdad de las condiciones de escurrimiento como el espesor de la lámina líquida para todos los ramales y principalmente conserva al mismo tiempo una rápida aceleración que iguala las velocidades y aísla la sección de partición de las variaciones aguas abajo.

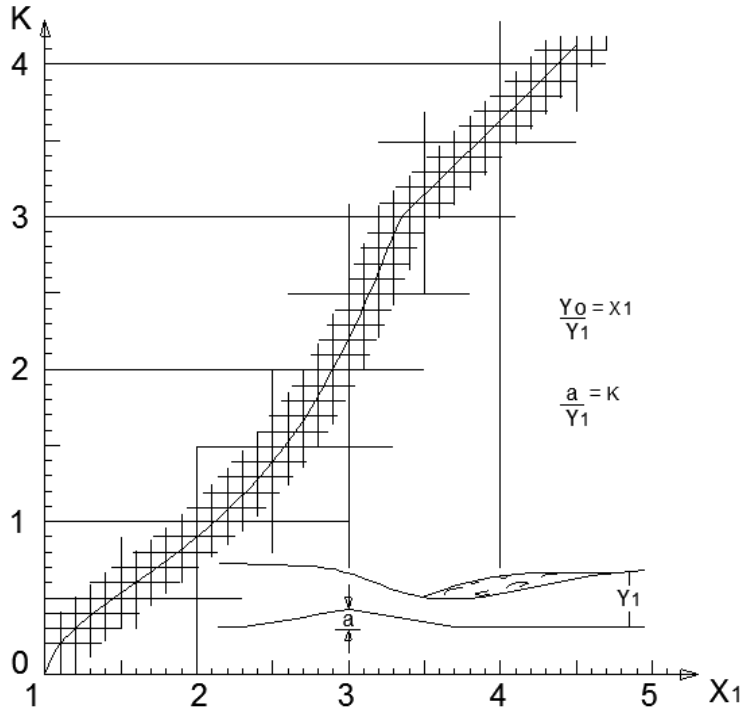
En la Fig. 4.35 se presenta la forma adoptada por la barrera en este tipo de partidores.



La dimensión más importante de la barrera es su altura, así mismo la ubicación del comienzo del resalto que tiene influencia en la altura, es de mucha importancia y sin entrar en mayores detalles como lo indica la Fig. 4.35 la ubicación del resalto exige una altura mínima de:

$\frac{a}{Yc} = 0.342 + 0.06$

B) Cálculo de una barrera triangular



Ejercicio 4.30

Calcular la altura de una barrera triangular que forme un resalto a una distancia 2Yc del umbral con redondeo superior y taludes 1:5, en un canal rectangular de 3 m de ancho cuyo caudal es de 2.1 m^3/s y su tirante normal es de 1.00 m.

Solución:

Caudal unitario

$$q = \frac{2.1}{3} = 0.70 m^2 / seg.$$

Tirante crítico

Yc = 0.368 m

Valor de X_1

$$X_1 = \frac{Y_1}{Yc} = \frac{1}{0.368}$$

X_1 = 2.72

Donde Y_1 es el tirante normal o conjugado mayor del resalto

Valor de Xo

$$Xo = \frac{Yo}{Yc}$$

Se estima que Yo es el 80% del tirante crítico y viene a ser tirante conjugado menor del resalto, a una distancia 2Yc del umbral.

Yo = 0.8 x 0.368

Yo = 0.294 m

Luego:

Xo = 0.8

Altura de la Barrera

En la Fig. 4.36 entramos con el valor X_1 = 2.72 y encontramos el valor de K = 1.7

Donde:

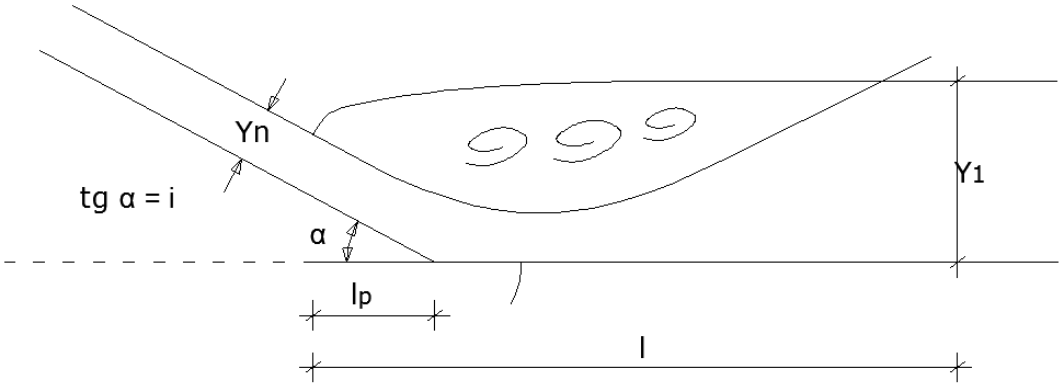
$$K = \frac{a}{Yc}$$

Luego:

a = 1.7 x 0.368

a = 0.626 m

Longitud del resalto en la barrera



Se tiene la Sgte. relación:

$$\frac{X_1}{Xo} = \frac{2.72}{0.80} = 3.4$$

En la fig. 4.37 se entra con este valor y con Xo = 0.8, obteniéndose aproximadamente N = 0.6

Con el valor de N = 0.6 y Xo = 0.8 en la Fig. 4.38 se obtiene aproximadamente.

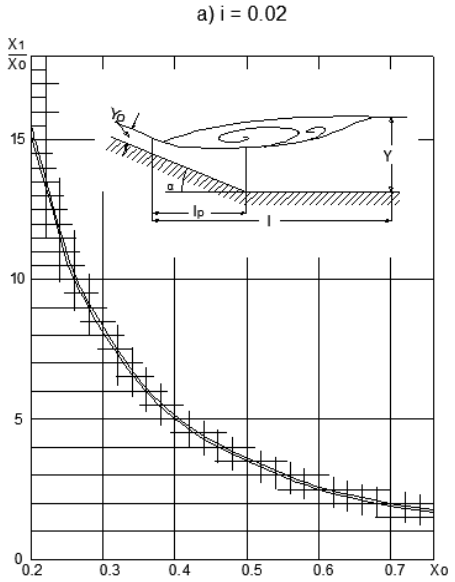
L = 12

Luego:

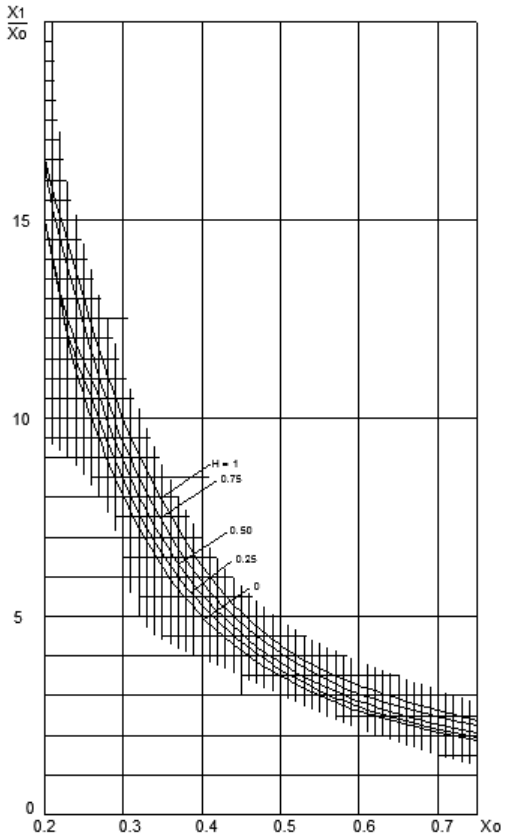
l = 12 x 0.294

l = 3.53 m

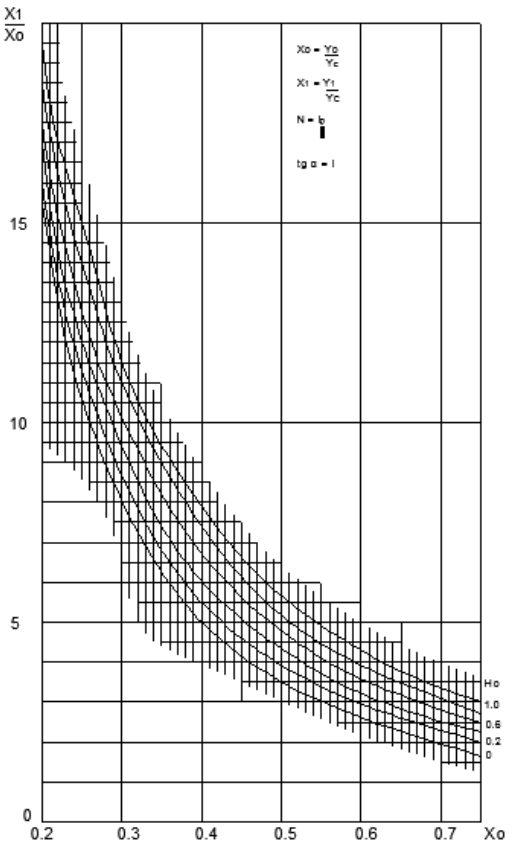
FIG. 4.37 RESALTOS EN LECHOS DE PENDIENTE MIXTA



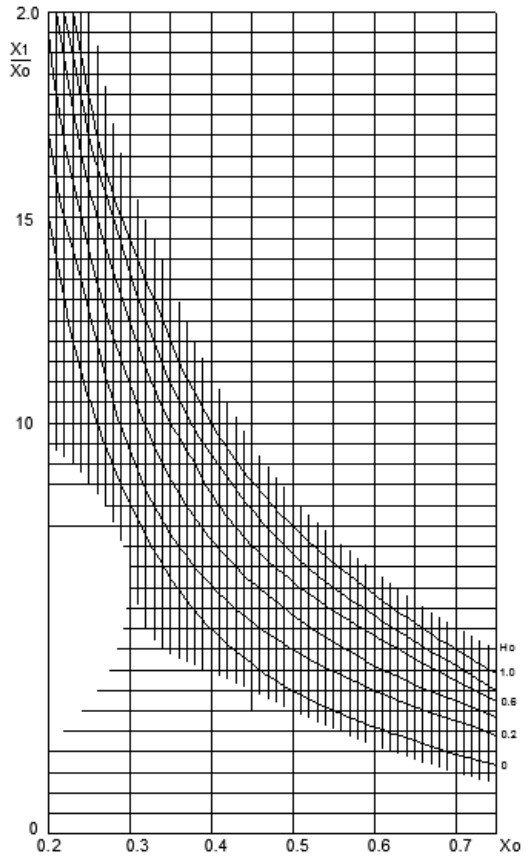
b) i = 0.05


X1/Xo
15
10
5
0
H = 1
0.75
0.50
0.25
0
0.2
0.3
0.4
0.5
0.6
0.7
Xo

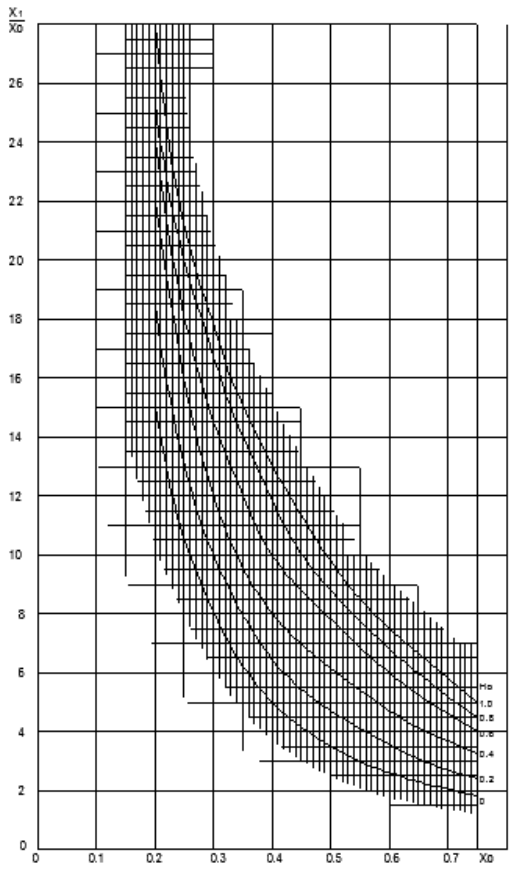
c) i = 0.10


X1/Xo
Xo = Yo/Yc
X1 = Y1/Yc
N = b
tg α = i
15
10
5
0
Ho
1.0
0.6
0.2
0
0.2
0.3
0.4
0.5
0.6
0.7
Xo

b) i= 0.15



b) i= 0.20

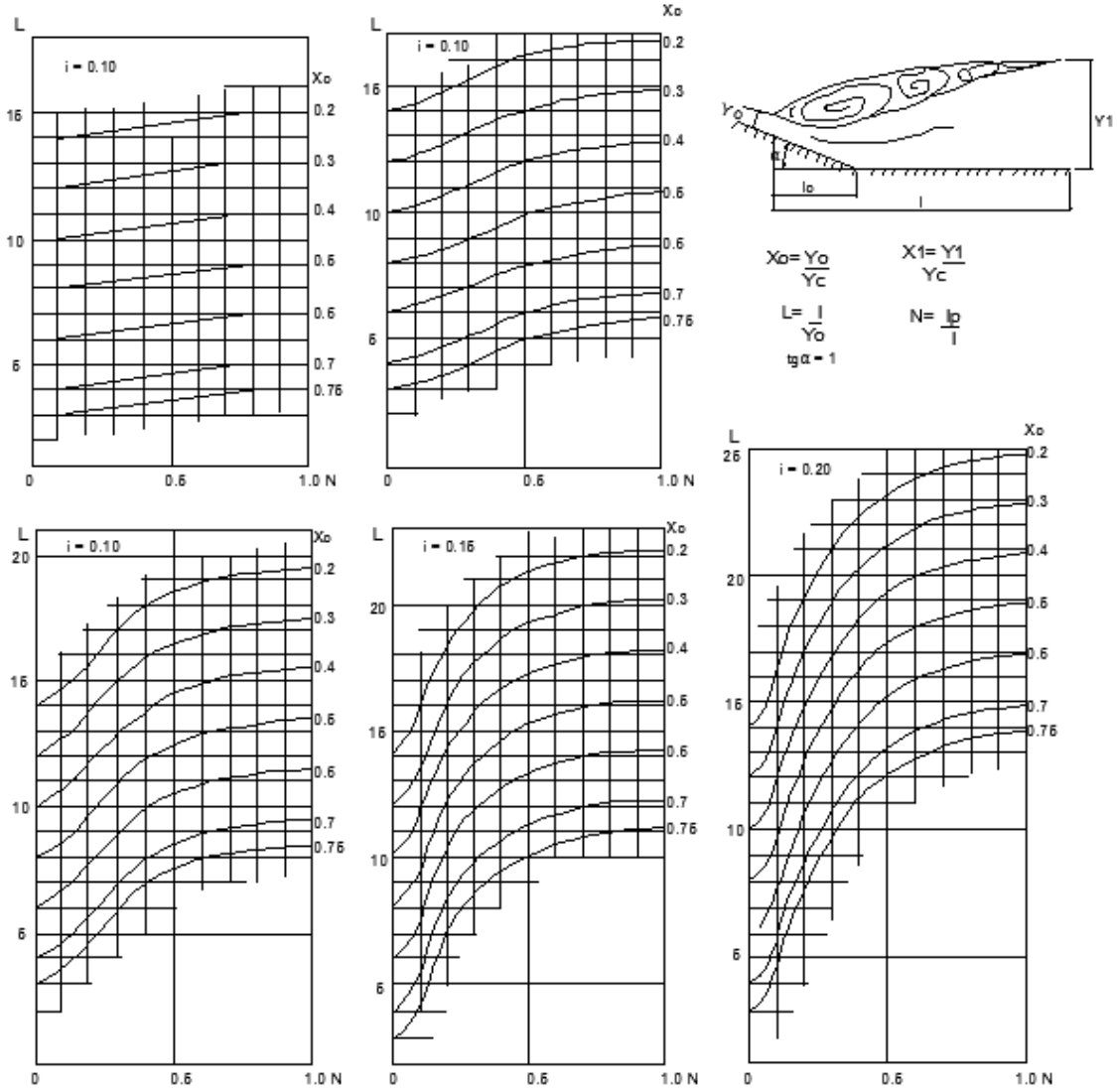


De los cuales el 60% de L (N = 0.6) se desarrolla en el talud de la barrera o sea:

lp = 0.6 x 3.52

lp = 2.11 m

Y el resto (3.53-2.11) = 1.42 m aguas abajo del término de la barrera.



C) Partidor de barrera triangular con o sin sección estrecha-Ejemplos de diseño

Los partidores de sección estrecha se utilizan con la finalidad de aumentar el caudal unitario o tener una amplia variación de alturas, se debe tener presente que todas las magnitudes son relativas a la altura crítica, que corresponde a la sección inmediatamente posterior al ensanche.

Ejercicio 4.31

En este ejemplo trataremos de calcular únicamente el remanso que se produce en el partidor por considerarlo de vital importancia para esto emplearemos los datos del ejercicio anterior, dándole al canal en la sección del umbral, un ancho de 2.00 m.

Solución:

Como se sabe las condiciones son tales, que el escurrimiento en la sección del umbral debe estar aislado de las condiciones aguas abajo y el resalto se debe iniciar a una longitud 2Yc de vértice de la barrera.

Aguas abajo del umbral se tiene:

$q = \frac{2.1}{3}$, de donde

Yc = 0.368 m , y el valor X_1 = 2.71

Se tiene también:

$$n = \frac{3}{2} = \frac{ancho\ del\ canal}{Ancho\ del\ umbral} = 1.5$$

Con los valores de X_1 = 2.71 y n = 1.5 se entra en la Fig. 4.39 y se obtiene.

a = 1.18 x 0.368

a = 0.434 m

Podemos observar si comparamos con el ejercicio anterior que se ha disminuido la altura de la barrera de 0.626 a 0.434 m.

Cálculo del Remanso

Es necesario calcular el remanso que produce una barrera triangular porque éste tiene un efecto negativo si el partidor está próximo a una toma, para su cálculo basta determinar el nivel libre del agua, aguas arriba y aguas debajo de la barrera.

Nivel aguas arriba

El caudal del vertimiento encima de la barrera triangular se calcula mediante la fórmula de vertederos:

$Q = C\ l\ \sqrt{2g}\quad h^{3/2}$

Donde:

C = Coef. de descarga (Fig. 4.40)

l = Ancho de la sección angosta

h = carga sobre la barrera

Luego:

$$\frac{Q}{Cl} = \sqrt{2g}\quad h^{3/2} \qquad \text{(A)}$$

En la fig. 4.38 se tiene:

$$\frac{lo}{l} = \frac{\text{ancho del canal}}{\text{ancho de la sección angosta}}$$

$$\frac{lo}{l} = \frac{3}{2} = 1.5 = n$$

En la sección angosta de l = 2 m.:

$$q = \frac{2.1}{2.0}$$

q = 1.05 m^2/seg.

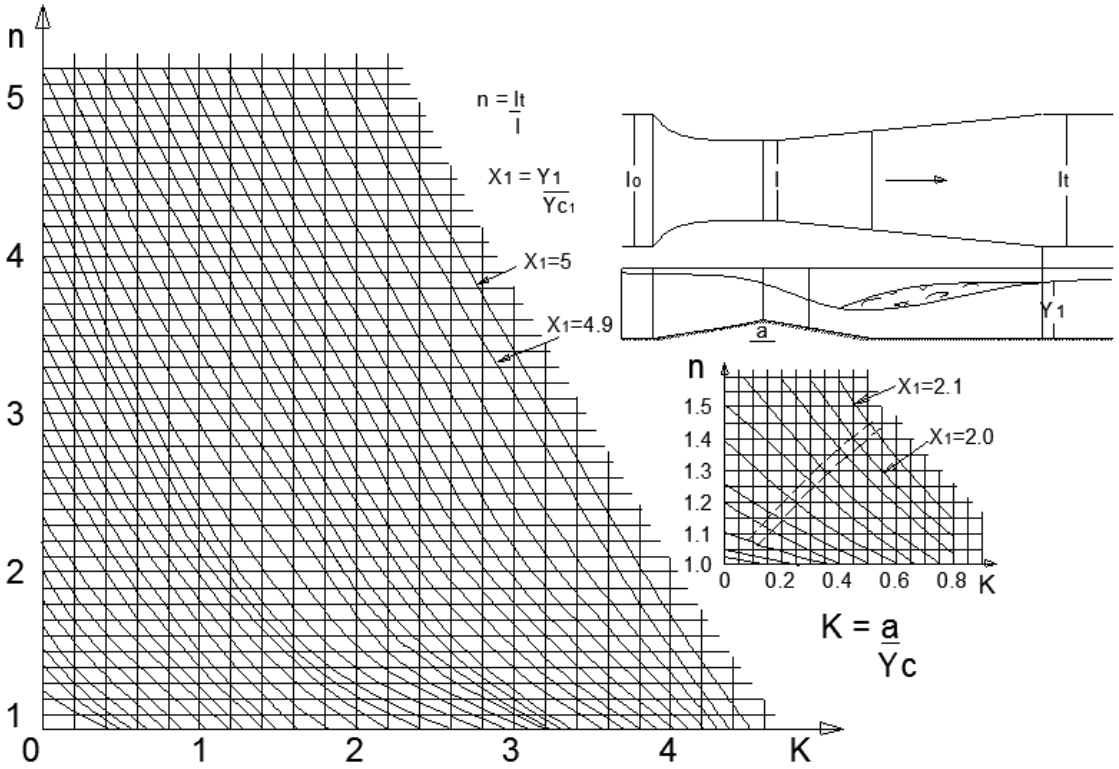
De donde:

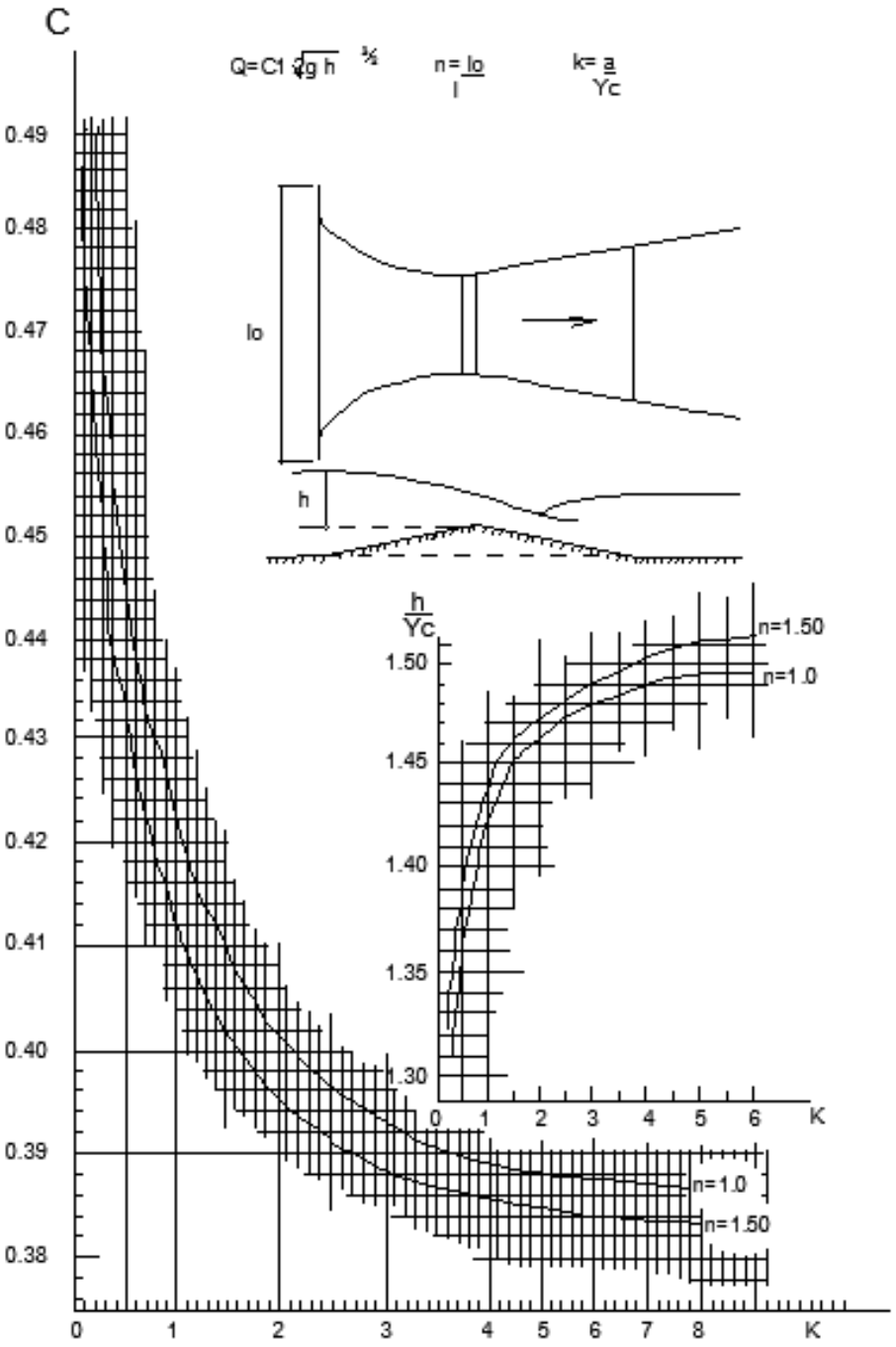
Yc = 0.483 m

Lo que quiere decir que:

$$K = \frac{a}{Yc} = \frac{0.434}{0.482}$$

K = 0.90





Con el valor de K = 0.9 y n = 1.4 en la Fig. 4.40, encontramos C = 0.415 y reemplazando este valor en la Ec. (A) se tiene

$$\frac{2.1}{0.415x2} = h^{3/2}\sqrt{2g}$$

Despejando obtenemos h = 0.69 m

Otra forma de calcular h sería, entrando con los mismos valores de K y n. En la misma Fig. 4.40 para obtener:

$$\frac{h}{Yc} = 1.432$$

h = 1.432 x 0.482

h = 0.69 m ; valor calculado anteriormente

El nivel aguas arriba sería:

0.69 + 0.434 = 1.124 m

El nivel aguas abajo es:

Y = 1.0 (tirante normal)

El remanso será:

1.124 – 1.0 = 0.124 m

Calculo del remanso en el ejercicio anterior

En el ejercicio anterior el canal no presenta estrechamiento y se calcularon los siguientes valores:

a = 0.625

K = 1.70

n = $\frac{lo}{l} = \frac{3}{3} = 1$

Con los valores de K y n en la Fig. 4.40 se obtiene C = 0.406, luego:

$$\frac{2.1}{0.406x3} = h^{3/2}\sqrt{2g}$$

h = 0.533 m

Nivel aguas arriba

a + h = 0.625 + 0.533 = 1.158 m

Nivel aguas abajo

Y = 1.0 (tirante normal)

El remanso será:

1.158 – 1.0 = 0.158 m

El cálculo del remanso en los dos ejercicios ha servido para concluir que en partidores de barrera triangular, los remansos son menores cuando se emplea un estrechamiento en la sección del umbral con n = 1.5.

Ejercicio 4.32

Calcular el partidor de barrera triangular y sin sección estrecha utilizando los mismos datos que el ejercicio 4.29.

	Q(m^3/s)	$\sqrt{S/n}$	Ymax	Talud	b (m)	b (partición)
Canal de llegada	12-2	1.6	1.57	0.5:1	4	4.0
Canal que pasa	10.2-1.7	1.6	1.42	0.5:1	4	3.4
Ramal	1.8-0.3	1.8	1.08	0.5:1	1	0.6

Solución

1) Los anchos de partición se obtienen proporcionalmente a los caudales que se quiere derivar.

   Canal que pasa: 0.85 x 4 = 3.4 m

   Ramal : 0.15 x 4 = 0.6 m

2) El canal que decide el cálculo es el de menor valor de $\sqrt{S/n}$ y en este caso, es el canal que pasa, luego en la Fig. 4.41 asumimos que la energía en (1) es igual a la energía en (2).

$$E_1 = Y_1 + \frac{V_1^2}{2g} = 1.42 + 0.12 = 1.54$$

$$E_2 = Y_2 + \frac{V_2^2}{2g} = Y_2 + \frac{Q^2}{A^2 2g} = Y + \frac{10.2^2}{4^2 x Y_2^2 x 19.63}$$

$E_1 = E_2$

$$1.54 = Y_2 + \frac{0.33}{Y_2}$$

$Y_2 = 1.36$ m

$V_2 = 1.875$ m/s

De otro lado en la sección (2) se tiene:

$$q = \frac{102}{4} = 2.55 m^2/seg.$$

Yc = .872 m

$$X_1 = \frac{1.36}{0.872} = 1.56$$

$$n = \frac{4}{3.4} = \frac{\text{ancho aguas abajo}}{\text{ancho en la partición}}$$

n = 1.175

En la Fig. 4.39 con $X_1 = 1.56$ y n = 1.175 se lee K = 0.225

a = 0.225 x 0.872

a = 0.27 m ≈ 0.30 m

a = 0.30 m

3) En la sección (3) se tiene:

$$q = \frac{12}{4} = 3m^2 / seg.$$

Yc = 0.972 m.

Para el cálculo del coeficiente "C" se tiene

$$\frac{a}{Yc} = \frac{0.30}{0.972} = 0.31 = K$$

$$\frac{lo}{l} = 1 = n$$

Con estos valores en la fig. 4.40 se obtiene:

C = 0.469

Por lo tanto:

$$\frac{12}{0.469x4} = h^{3/2}\sqrt{2g}$$

h = 1.278 m

Es la carga en la barrera triangular

4) En la sección (4) el tirante para Q = 12 m^3/seg. es 1.57, que es el caudal que entra cuando van 10.2 m^3/s en el canal que pasa.

Nivel en la sección (3) = 1.278 + 0.30 = 1.578 m

Nivel en la sección (4) = 1.57 m

Remanso = 1.578-1.57 = 0.008 m

5) En la sección (2) el tirante es 1.36, luego:

Nivel de la sección (3) = 1.578 m

Nivel en la sección (2) = 1.36 m

Remanso = 1.578-1.36 = 0.218 m

6) La longitud de la barrera hacia cada lado del vértice según la Fig. 4.35 es:

LB = 5a + 0.3 Yc

LB = 5 x 0.3 + 0.3 x 0.972

LB = 1.792 $\approx$ 1.8

LB = 1.8m

En la fig. 4.41 se presenta el diseño del partidor

7) Longitud del resalto en la barrera

Siguiendo el mismo procedimiento que en el ejercicio 4.30, se tiene:

$$X_1 = \frac{Y_1}{Yc} = \frac{1.42}{0.972} = 1.46$$

Xo = 0.8 (Yo = 0.8 x 0.972)

Con el valor $\frac{X_1}{Xo}$ = 1.83 x Xo = 0.8 se obtiene la fig. 4.37 d

N = 0.1

Luego en la Fig. 4.38 con N = 0.1 y Xo = 0.8 se obtiene:

L = 2 (aproximadamente)

l = 2 x 0.78 = 1.56

De los cuales el 10% se desarrolla en el talud y el resto aguas debajo de él.

9.0 DISEÑO DE AFORADOR PARSHALL

3. CONDUCCION ELEVADA - AFORADOR PARSHALL

3.1 Descripción general

La conducción elevada Parshall es un dispositivo aforador de camino crítico que se puede instalar en un canal, acequia o surco, para medir el caudal de agua. Es una forma particular de conducción elevada ventura y se denomina como su principal creador, el fallecido R.L. Parshall. La conducción elevada (Figura 7-13) ha sido normalizada y calibrada para una amplia gama de capacidades en los Estados Unidos.



FIG 7 – 13. CONDUCCION ELEVADA PARSHALL

La conducción elevada consta de tres secciones principales: una sección convergente o de contracción en su extremo de aguas arriba; un tramo que conduce a una sección contraída o garganta y una sección divergente o creciente aguas abajo (Figura 7-14). Las conducciones elevadas de dimensiones mayores tienen un suelo de acceso y muros en aleta en el extremo de aguas arriba. El suelo de la sección convergente está nivelado, tanto en sentido longitudinal como transversal. El suelo de la garganta se inclina hacia abajo y el suelo de la sección divergente se inclina hacia arriba.

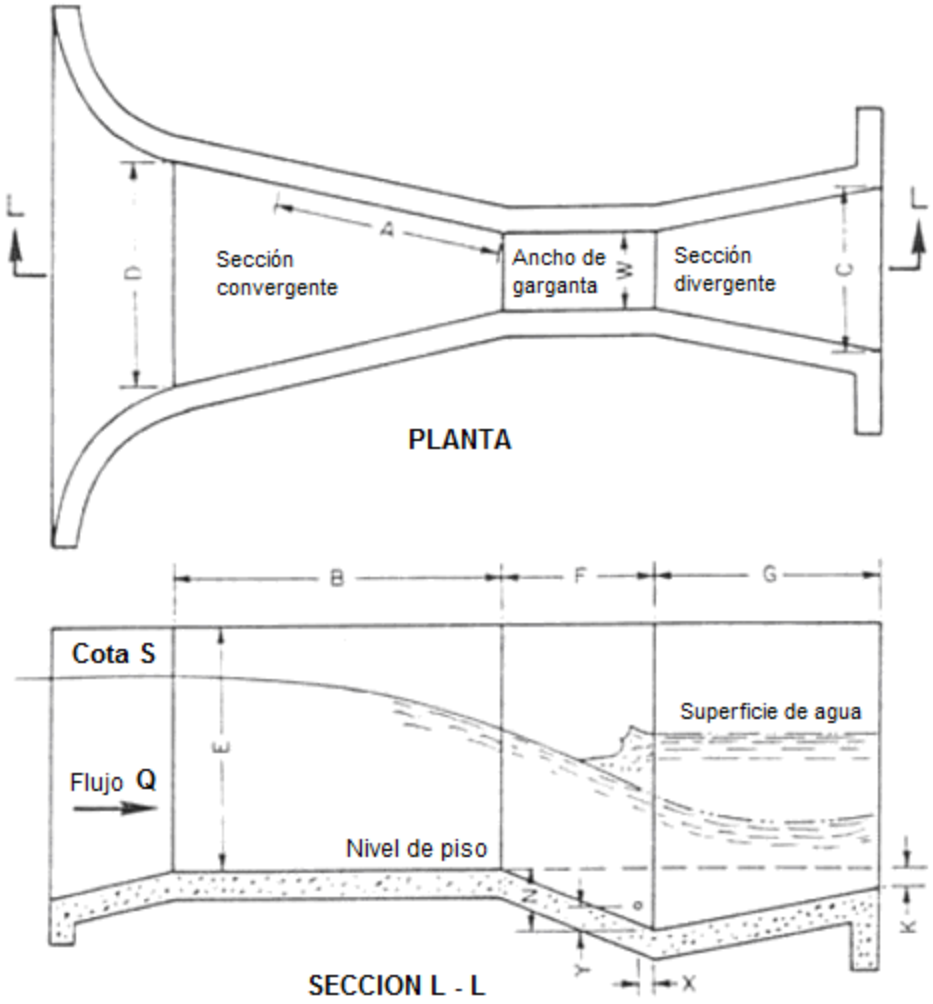


FIG. 7 – 14 Sección contraída o garganta y una sección divergente.

La conducción elevada tiene varias ventajas significativas. Puede funcionar con pérdidas de altura relativamente pequeñas. Esta posibilidad permite su utilización en canales de profundidad relativamente pequeña y perfiles planos. Para una descarga, la pérdida de altura con una conducción elevada Parshall es solamente alrededor de ¼ de la requerida por un vertedero en condiciones similares de derrame libre. La conducción elevada es relativamente insensible a la velocidad de aproximación. Permite, además, realizar buenas mediciones sin inmersión, con una inmersión moderada o incluso con una inmersión considerable aguas abajo. Si se construye y mantiene debidamente, se pueden obtener exactitudes con un margen de error de ± 2 por ciento para derrame libre y ± 5 por ciento para derrame sumergido. La velocidad de la corriente es lo bastante elevada como para eliminar virtualmente los depósitos de sedimentos dentro de la estructura durante el funcionamiento. Otra ventaja es que no existe ninguna forma fácil de alterar las dimensiones de las conducciones elevadas ya construidas o de cambiar el dispositivo o canal de algún modo para conseguir una proporción de agua no permitida.

Un inconveniente de la conducción elevada es que las dimensiones normalizadas han reseguirse con unas tolerancias muy pequeñas para poder conseguir una exactitud razonable en las mediciones. Esto exige que la construcción se realice con exactitud, empleando mano de obra especializada, lo que hace que el dispositivo resulte relativamente caro. Otro inconveniente es que las conducciones elevadas no se pueden utilizar en estructuras formadas por la combinación en forma compacta de desviación, dispositivos de control y dispositivos de aforo.

La conducción elevada Parshall se puede construir con arreglo a una amplia gama de tamaños para medir descargas comprendidas entre un litro por segundo y más de 100 m^3 por segundo. La anchura de la garganta (W en la figura 7-14) se usa para designar el tamaño de la conducción elevada. Los tamaños que se examinan en este Manual se limitan a las anchuras de garganta comprendidas entre 15 cm (6 pulgadas) y 183 cm (6 pies). Esta gama de tamaños es la que está especialmente indicada para la medición de suministros de fincas y del caudal en corrientes relativamente pequeñas, siendo su gama de capacidades de 11 l/s (3.0 $pies^3$/s) a 2,9 m^3/s (103,5 $pies^3$/s). La selección del tamaño de conducción elevada depende de la gama de descargas que haya que medir. Ha de tenerse cuidado de construir los dispositivos con arreglo a las dimensiones estructurales que se dan para cada uno de ellos, ya que las conducciones elevadas no son geométricamente similares. Por ejemplo, no se puede suponer que una dimensión en la conducción elevada de 6 pies sea tres veces la dimensión correspondiente en la conducción de 2 pies.

3.2 Propiedades hidráulicas

La descarga por la conducción elevada Parshall puede tener lugar en condiciones derrame libre o derrame sumergido. Para determinar el régimen de descarga, se disponen dos limnímetros (H_a y H_b). Ambos limnímetros se gradúan con el punto cero en la cota media de la coronación de la conducción elevada.

Cuando se elige la relación correcta entre la anchura de la garganta y la descarga, la velocidad de aproximación queda automáticamente controlada. Este control se realiza eligiendo una anchura de garganta que sea suficiente para adaptarse al caudal máximo que haya que medir, aunque debe ser lo suficientemente estrecha para hacer que se produzca un aumento en la profundidad de la corriente aguas arriba. Esto da como resultado una superficie mayor de sección transversal de la corriente de aproximación y, por ende, una reducción de la velocidad.

3.3 Derrame libre

En condiciones de derrame libre, el régimen de descarga depende únicamente de la longitud de la coronación, W, y de la profundidad del agua en el punto en que se halle situado el limnímetro, H_a, en la sección convergente, siendo en esto similar a un vertedero en el que solamente intervenga en el cálculo de la descarga la longitud de la coronación y la altura. Una de las importantes características de la conducción elevada Parshall en su posibilidad de soportar un grado relativamente elevado de inmersión, dentro de una amplia gama de conducciones de aguas remansadas aguas debajo de la estructura, sin reducción del régimen indicado de derrame libre. La corriente que pasa por la garganta y las secciones divergentes de la conducción elevada puede fluir en dos etapas diferentes:
(i) cuando el agua velocidad se desplaza en forma de lámina delgada adaptándose perfectamente a la inclinación del extremo inferior de la garganta (indicado por Q en la Figura 7-14), y (ii) cuando el agua remansada eleva la superficie del agua hasta la Cota S, haciendo que se forme un rizo u onda en el extremo de la garganta o justamente aguas debajo de la misma.

La ecuación que expresa indica la relación entre la lectura del limnímetro H_a, la anchura de la garganta W y la descarga Q en unidades métricas en unidades inglesas para W con valores comprendidos entre 1 y 8 pies es como sigue:

$$Q = 4\,W\,H_a\,1{,}522\,W^{0.026}$$

donde Q representa pies cúbicos por segundo y W y H_a representan pies.

La ecuación para la conducción elevada Parshall de 9 pulgadas (22.9 cm) de la ecuación: $Q = 4\,W\,H_a\,1{,}522\,W^{0.026}$ es como sigue:

$$Q = 3.07\,H_a^{1.53}$$

La ecuación para la conducción elevada Parshall de 6 pulgadas (15,25 cm) de la ecuación: $Q = 4\,W\,H_a\,1{,}522\,W^{0.026}$ es como sigue:

$$Q = 2.06\,H_a^{1.58}$$

3.4 Derrame sumergido

En la mayoría de las instalaciones, cuando la descarga se aumenta por encima de un valor crítico, la resistencia a fluir en el canal aguas abajo llega a ser suficiente para reducir la velocidad, aumentar la profundidad de la corriente y producir un efecto de agua remansada en la conducción elevada Parshall. Pudiera pensarse que la descarga empezaría a reducirse tan pronto como el nivel de agua remansada H_b sobrepasase la cota de la coronación de la conducción elevada; sin embargo, no sucede así. Los ensayos de calibración revelan que la

descarga se reduce hasta que la razón de inmersión H_b : H_a, expresada en porcentaje, sobrepasa los siguientes valores:

Anchura de la garganta (W)	Limite de derrame libre de $\frac{H_b}{H_a}$
15,2 a 23 cm (6 a 0 pulgadas)	60 por ciento
30,5 a 244 cm (1 a 8 pies)	70 por ciento

El límite superior de la razón de inmersión es 95 por ciento. En este punto la conducción elevada deja de constituir un dispositivo eficaz de aforo pues la diferencia de altura entre H_a y H_b llega a ser tan pequeña que cualquier ligera inexactitud en alguna de las lecturas de altura se traduce en un gran error en la medición del caudal.

3.5 Condiciones de la corriente de aproximación

La experiencia ha demostrado que las conducciones elevadas Parshall no deben colocarse formando ángulo recto con las corrientes, como en las desviaciones, a no ser que la corriente se enderece y vuelva a distribuir uniformemente antes de entrar en las conducciones elevadas. Deben eliminarse las oscilaciones y ondas de cualquier tamaño apreciable. El agua debe entrar en la sección convergente con una distribución razonablemente aceptable en la anchura de la entrada y las líneas de flujo deben ser esencialmente paralelas al eje de simetría de la conducción elevada. Asimismo, en la entrada de la conducción la corriente debe estar exenta de agua “espumosa” y de turbulencia en forma de “burbujas” visibles en la superficie como pudiera suceder por debajo de una compuerta de control. Solamente en estas condiciones puede la conducción elevada medir el agua como se pretende.

Se sabe también por la experiencia que es mejor emplear condiciones normalizadas de aproximación y salida que tratar de calcular los efectos de condiciones no normalizadas; tales condiciones de derrame no se pueden describir y evaluar con referencia a la exactitud de las mediciones. Las condiciones de la corriente de aproximación no normalizadas deben ser eliminadas, por lo tanto, mediante la profundización, ensanchamiento o enderezamiento del canal de escurrimiento, o reajustando o cambiando la disposición de la estación de aforo.

En los lugares donde las condiciones de la corriente de aproximación han motivado dificultades en la medición, y en la construcción original no se incluyeron muros en aleta

aguas arriba. Los muros en aletas curvados son preferibles en vez de los muros de 45º rectos, aunque se pueden aceptar cualquier disposición de muros, márgenes de canal u otras configuraciones con las que se consiga dar uniformidad y suavidad a la corriente de aproximación.

3.6 Medición de descarga

i. Condiciones de derrame libre

Cuando el derrame es libre, o cuando la inmersión se realiza por debajo de los límites citados en 7.4.2, la descarga se puede obtener de la ecuación:

$$Q = 4\,W\,H_a\,1{,}522\,W^{0.026}$$

, utilizando la altura de aguas arriba H_a y la anchura de garganta, W, de la conducción elevada.

Para ilustrar la determinación del grado de inmersión y el régimen de descarga, se supone que para una conducción elevada de 2 pies las alturas medidas (H_a y H_b) son 67 cm (2,2 pies) y 40 cm (1,3 pies), respectivamente. La razón de H_b a H_a es 40 dividido por 67, o 0,6 ó 60 por ciento. Como este valor es inferior al 70 por ciento (apartado 7.4..2), existen condiciones de derrame libre y para hallar la descarga lo único que hay que hacer es tomar la altura medida H_a = 67 cm. Consultando la ecuación: $Q = 4\,W\,H_a\,1{,}522\,W^{0.026}$, para una conducción elevada de 2 pies se obtiene una descarga de 768 l/s.

ii. Condiciones de inmersión

Cuando la razón de las dos alturas H_b y H_a sobrepasa el límite correspondiente a las conducciones de derrame libre, resulta necesario aplicar una corrección negativa a la descarga de derrame libre con objeto de determinar el régimen de derrame sumergido.

Para anchuras de garganta de 15,2 cm (6 pulgadas) y 23 cm (9 pulgadas)

Ejemplo:

Teniendo conducción elevada de 15,2 cm (6 pulgadas)

H_a medida = 36,6 cm (1,20 pies)

H_b medida = 32.9 cm (1,08 pies)

Calcular el porcentaje de inmersión:

$$\frac{1.08}{1.20} = 0.90 = 90 \text{ por ciento}$$

A continuación se indican los valores del factor M para diversas anchuras de garganta.

Anchura de garganta		**Factor multiplicador (M)**
Pies	**cm**	
1	30.5	1.0
1.5	45.7	1.4
2	61.0	1.8
3	91.5	2.4
4	122.0	3.1
5	152.5	3.7
6	183.0	4.3

Ejemplo:

Hallar la descarga sumergida por una conducción elevada Parshall de 3 pies:

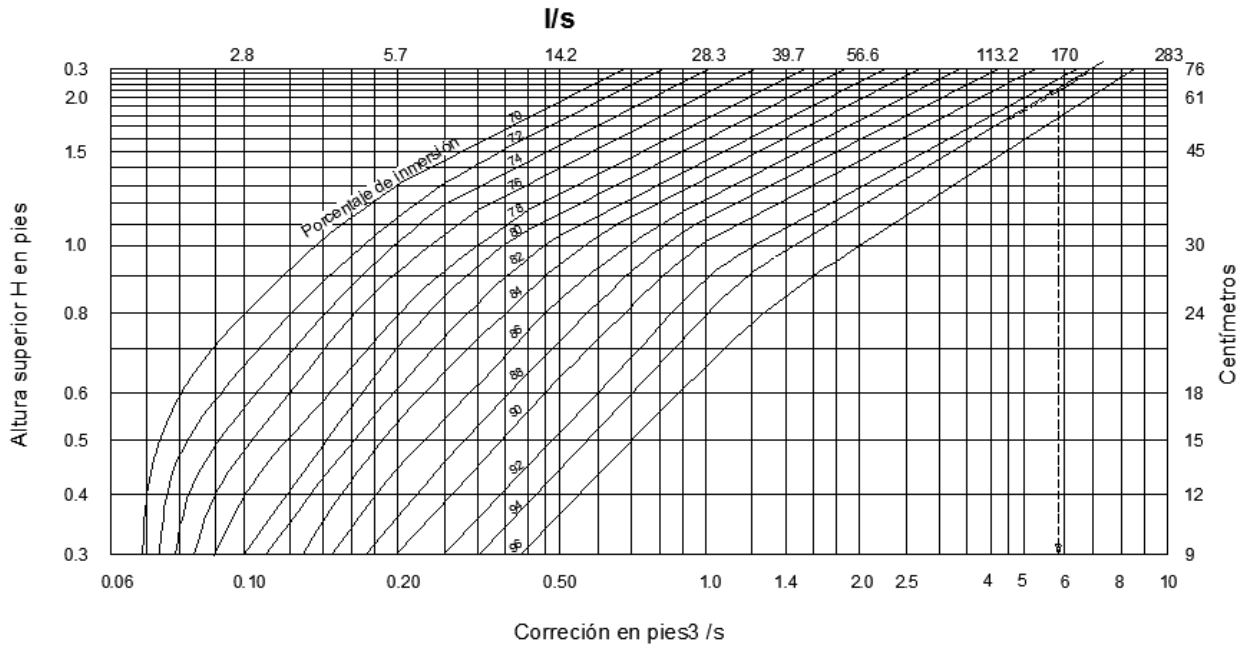


FIGURA 7 – 15 Régimen de derrame sumergido

Datos W = 91.5 cm (3 pies)

H_a medida = 64 cm (2.1 pies)

H_b medida = 61 cm (2,0 pies)

Porcentaje de inmersión:

$\frac{2.0}{2.1}$ = 0.95 ó 95 por ciento.

Como esta corrección ha de poderse aplicar a una anchura de garganta de 3 pies, multiplicar la misma por el valor aplicable de M tomado de la tabla anteriormente indicada:

Corrección para una anchura de garganta de 3 pies:

5,75 x 2.4 = 390 l/s (13.8 pies^3/s)

Según la ecuación $Q = 4\ W\ H_a\ 1{,}522\ W^{0.026}$ el derrame libre para W = 91,5 cm y H_a = 64 cm.

Q derrame libre = 1086 l/s (38.4 pies^3/s)

Q derrame sumergido = 1086 – 390 = 696 l/s (24,6 pies^3/s)

3.7 Determinación aproximada de las descargas sumergidas

La figura 7-18 ilustra el efecto de la inmersión en los regímenes de descarga de varios tamaños de conducción elevada. Por ejemplo, con el 70 por ciento de inmersión, solamente resultarían afectadas las conducciones elevadas de 6 pulgadas 1 pie. La conducción elevada de 6 pulgadas descargaría 94 por ciento de la descarga libre. Con una inmersión del 80 por ciento, la descarga de todas las conducciones elevadas resultará afectada en alguna medida.

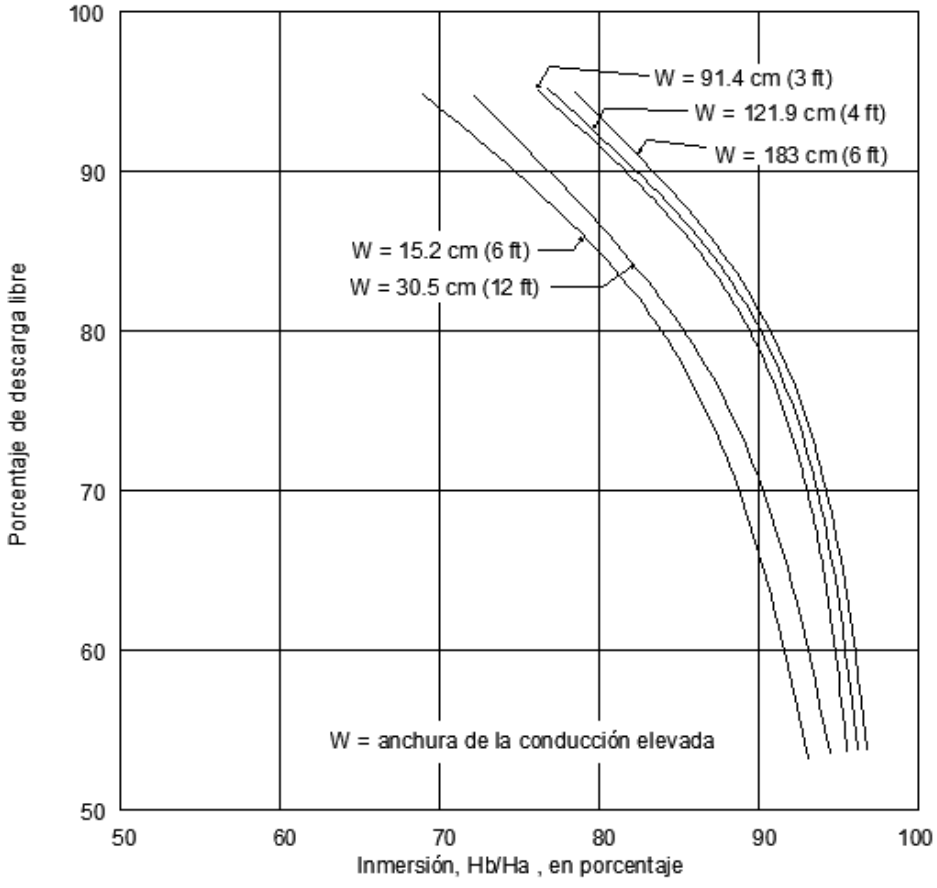


FIGURA 7 – 18 – efecto de la inmersión en conducción elevada Parshall – descarga libre

El gráfico puede ser útil para determinar aproximadamente el tamaño de conducción elevada requerida y la mejor instalación de la misma en el canal. Las curvas representan datos obtenidos durante ensayos de calibración y tienen una desviación máxima de ± 7 por ciento.

3.8 Instalación de las conducciones elevadas

Generalmente resulta ventajoso tener la conducción elevada de aforo convenientemente cerca del punto de desviación o compuerta reguladora si, las condiciones de funcionamiento requieren que se registre con frecuencia la descarga. Por otra parte, la conducción elevada no debe situarse demasiado cerca de la compuerta de cabecera, pues el agua agitada, justamente aguas abajo de la salida, puede motivar una corriente oscilante y desequilibrada; lo mejor es situarla en una sección recta del canal.

3.9 Elección del tamaño de conducción elevada

Después de elegir el emplazamiento, debe obtenerse información sobre, los caudales máximo y mínimo que haya que medir, las profundidades de corriente correspondientes, la velocidad máxima y las dimensiones del canal en el emplazamiento. Estas dimensiones deben comprender la anchura, los taludes laterales y la profundidad y la altura de las márgenes aguas arriba haciendo especial referencia a su posibilidad de aceptar la mayor profundidad motivada por la instalación de la conducción elevada. Con esta información y el empleo de las tablas de descarga para dimensiones de conducciones elevadas normalizadas, se pueden obtener el tamaño y la cota adecuada de la coronación. A continuación se dan unos ejemplos que ayudarán a resolver el problema del tamaño y de la instalación de la conducción elevada de aforo para las condiciones generales reales, que es corriente hallar en los trabajos de riego.

Ejemplo:

Datos - En un canal de moderada inclinación donde la profundidad del agua es 77 cm (2,5 pies) y las márgenes tienen una separación de 3 m (10 pies), hay que medir una descarga de hasta 566 l/s (20 $pies^3/s$).

Solución - Este caudal se puede medir con varios tamaños de conducción elevada, pero por razones de economía debe elegirse el menor tamaño posible.

Supongamos en primer lugar, que no ha de sobrepasarse una inmersión del 70 por ciento con objeto de que el caudal se pueda determinar únicamente por la lectura del limnímetro de H_a.

Se sabe por la experiencia que el tamaño más económico de conducción elevada, W, es, el que se halla comprendido entre un tercio y la mitad de la anchura del canal. Considerando la anchura del canal de 3 m (10 pies), parece que la conducción elevada de 4 pies (122 cm) será la más práctica, pero hay que estudiar también las conducciones elevadas de 3 pies y 2 pies.

1.9.4 Conducción elevada de 4 pies (122 cm)

Para este tamaño y la descarga máxima dada de 566 l/s (20 pies^3/s), se halla en la ecuación $Q = 4\,W\,H_a\,1{,}522\,W^{0.026}$ que la altura H_a ha de ser 35 cm (1,15 pies).

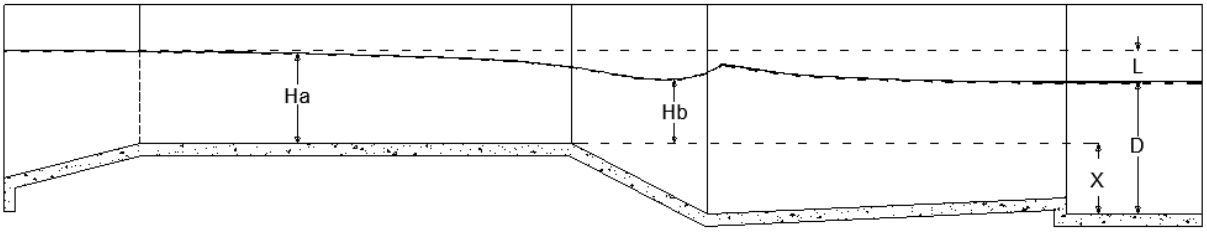


FIGURA 7 – 19. – Sección de una conducción elevada de aforo Parshall, en la que se ilustra la determinación de la cota apropiada para la coronación.

Para una inmersión del 70 por ciento, la razón del limnímetro H_b al limnímetro H_a es 0.7; de aquí, que para esta condición de derrame, H_b sea 25 cm (0.81 pies). Con inmersión del 70 por ciento, la superficie del agua, de la garganta en el limnímetro H_b, está esencialmente a nivel con la del extremo inferior de la conducción elevada. Con esta condición de derrame, la profundidad del agua, justamente debajo de la estructura será aproximadamente igual que antes de instalar la conducción elevada, esto es, 77 cm (2.5 pies). En la figura 7-19 la dimensión D representa esta profundidad de 77 cm. Restando H_b, ò 25 cm, de 77 cm, se obtiene el valor de X ó 52 cm (1,69 pies). Esta es la cota de la coronación sobre el fondo del canal. Para este tamaño de conducción elevada, fijado con la coronación a 52 cm (1,69 pies). Esta es la cota de la coronación sobre el fondo del canal. Para este tamaño de conducción elevada, fijado con la coronación a 52 cm (1,69 pies), el caudal de 566 l/s (20 pies^3/s) estará sumergido en un 70 por ciento y la pérdida real de altura (L) o diferencia de cota entre las superficies del agua, aguas arriba y aguas abajo será de 13 cm (0,42 pies), según se determina por la Figura 7-20.

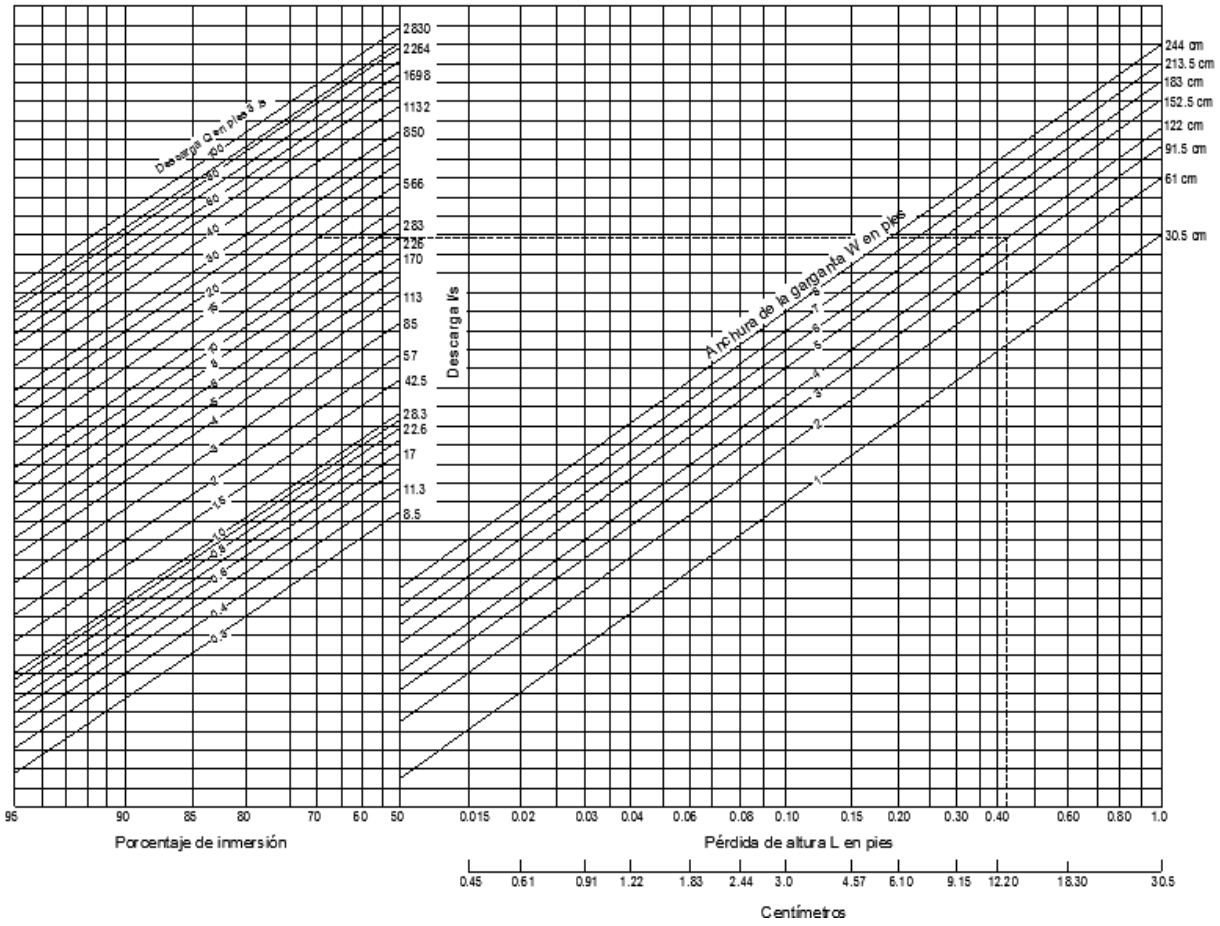


FIGURA 7-20 – Diagrama para determinar la pérdida de altura en la conducción elevada del aforo Parshall .

La profundidad del agua, aguas arriba de la estructura con un caudal de 566 l/s (20 pies^3/s) será, por lo tanto, 90 cm (2,92 pies). Para decidir qué tamaño de conducción elevada es el más práctico, será necesario examinar la obra muerta del canal, así como el efecto de la elevación de la superficie del agua sobre la corriente que pasa por la compuerta de cabecera.

1.9.5 Conducción elevada de 3 pies (91.5 cm)

Para este tamaño y la descarga máxima dada de 566 l/s (20 pies^3/s), se halla en la ecuación que la altura H_a es 43 cm (1.30 pies), aproximadamente. De nuevo para una inmersión del 70 por ciento, la razón de H_b a H_a es 0.7; de aquí que H_b, para esta condición de derrame, sea 30 cm (0.97 pies). Consultando la Figura 7-19, hallamos que el valor de X, o la cota de la coronación sobre el fondo del canal, es 47 cm (1.53 pies) y que la pérdida real de altura en la conducción elevada (Figura 7-20), es 16 cm (0,52 pies). La profundidad del agua, aguas arriba para este tamaño de conducción será ahora 92 cm (3,02 pies).

1.9.6 Conducción elevada de 2 pies (61 cm)

Lo mismo que anteriormente, hallar la altura H_a en la Tabla 7-8 para un derrame libre de 566 l/s (20 pies^3/s). Para la conducción elevada de 2 pies esta altura es de 55 cm (1,91 pies). Con una inmersión del 70 por ciento, el valor de H_b es 29 cm (1.27 pies). Consultando de nuevo la Figura 7-19, se halla que el valor de X o la cota de la coronación sobre el lecho del canal es 77 – 39 ó 38 cm (1,23 pies). Para este tamaño de conducción elevada con descarga de 566 l/s (20 pies^3/s), y una inmersión del 70 por ciento, la pérdida real de altura (Figura 7-20) es 21 cm (0.70 pies) y la profundidad del agua, aguas arriba es 97 cm (3.20 pies).

Si se averigua que las márgenes del canal y las condiciones de entrada por las compuertas de cabecera son satisfactorias, la conducción elevada de 2 pies será la más económica debido a sus reducidas dimensiones; sin embargo, cuando se considera la anchura del canal, la elección final puede estar a favor de la conducción elevada de 3 o 4 pies, ya que pueden requerirse unos muros en aleta entre moderados y largos.

En el análisis que antecede de los tres tamaños de conducción elevada estudiada, el aumento o elevación real de la profundidad del agua, aguas arriba de la estructura es considerablemente menor que la coata de la coronación sobre el fondo del canal (X). Para la conducción elevada de 4 pies la coronación es 52 cm (1,60 pies) por encima del lecho del canal y la elevación del agua, aguas arriba será solamente de 12 cm (0,42 pies).

Este análisis revela, además, que a medida que disminuye el tamaño de la conducción elevada, la cota de la coronación se hace más baja y la profundidad del agua, aguas arriba de la estructura aumenta para caudales similares y grados semejantes de inmersión. Generalmente es mejor situar la conducción elevada alta que baja, a fin de contar con un margen de seguridad para compensar las variaciones de la superficie del agua, aguas abajo. En los canales de riego, sobre todo en los que las márgenes y el fondo son de tierra, los depósitos de arena o tarquín pueden variar las condiciones de la corriente aguas abajo y las malezas u otros arrastres pueden, asimismo, afectar al grado de inmersión.

Aunque el análisis anterior de los datos de derrame libre para la conducción elevada de 4 pies pone de manifiesto que sería necesario o conveniente bajar lo más posible la cota de la superficie del agua, aguas arriba, podría investigarse el efecto de hacer trabajar la conducción elevada con un 95 por ciento de inmersión (o cualquier otro valor comprendido entre el 70 y el 95 por ciento). Por ejemplo, una inmersión superior al 70 por ciento haría

descender toda la estructura en el canal y debido a la reducida pérdida de altura podría proporcionar más obra muerta en las márgenes aguas arriba.

Utilizando los datos del ejemplo anterior, supongamos que la descarga máxima de 566 l/s (20 pies^3/s) ha de hacerse pasar con una profundidad de 77 cm (2.5 pies) pero con una inmersión del 95 por ciento (en vez del 70 por ciento como anteriormente).

Por la tabla 7-8 se halla que H_a tiene que ser 35 cm (1,15 pies).
Para un 95 por ciento de inmersión.

$\frac{H_b}{H_a}$ = 95 por ciento = 0.95

H_b = 0.95 . 35 = 33 cm (1,09 pies)

En la Figura 7-19, X = D – H_b = 77 – 33 = 44 cm (1.41 pies)

Por lo tanto, para una inmersión del 95 por ciento, la coronación de la conducción elevada de 4 pies debe situarse a 44 cm por encima del fondo del canal, en comparación con los 52 cm para inmersión del 70 por ciento. Por la figura 7-20 se halla que la pérdida de altura tiene que ser de unos 2 cm (0.077 pies), en comparación con los 13 cm (0.42 pies), para inmersión del 70 por ciento.

3.10 Desviación con respecto a las dimensiones normalizadas

En principio, si los procedimientos, tablas y gráficos de aforo normalizados han de poder aplicarse con todas las condiciones de derrame. Si la conducción elevada no se va a hacer funcionar nunca sobrepasando el límite de inmersión del 70 por ciento (60 por ciento para conducciones elevadas de 6 a 9 pulgadas) (es decir, en lugares donde se dispone de suficiente altura y no se prevé que en el futuro haya agua remansada desde aguas abajo), las modificaciones del diseño normalizado aguas bajo de la inflexión (por ejemplo, diferente forma del suelo, del cuenco amortiguador, de los muros en aleta) no deben tener ningún efecto en la descarga. Con este límite de inmersión no es necesario construir el tramo de la conducción elevada aguas abajo desde el extremo de la coronación, que se muestra como estación 1 en la Figura 7-19.

Cuando solamente se construye el tramo de aguas arriba de la conducción elevada, ésta recibe algunas veces el nombre de conducción elevada Montana. La coronación de la conducción elevada Montana debe situarse por encima del fondo del canal, de la misma manera que se calculó en los ejemplos anteriores. De este modo se tendrá la seguridad de

que el perfil de la corriente sobre la sección de la coronación, no será modificado por el agua remansada procedente del sector del canal situado aguas abajo. Puede que sea necesario considerar la protección contra la erosión, aguas debajo de la conducción elevada.

En el caso de inmersión superior al límite del 70 por ciento (o 60 por ciento), el efecto de las modificaciones puede ser la inexactitud de las mediciones cuando se emplean tablas de descarga normalizadas. En tal caso, será necesario calibrar especialmente la conducción elevada modificada, mediante el medidor de corrientes o algún otro método adecuado.

3.11 Construcción

La conducción elevada de aforo Parshall se puede construir de chapa, madera u hormigón armado. Las conducciones elevadas de chapa (Figuras 7-21, 7-22) dan resultados muy satisfactorios, pero como el coste suele ser superior al de la madera o el hormigón, su utilización se ha limitado a los tamaños menores. Los tamaños más corrientes y prácticos son los de menos de 61 cm (2 pies).

Las conducciones elevadas de chapa tienen la ventaja de que son portátiles y se puede cambiar de posición y volver a ajustar fácilmente como convenga. Tiene una duración relativamente larga y son inmunes a los peligros del fuego, como los que se originan al hacer la limpieza de zanjas.



FIGURA 7 – 21 – Conducción elevada Parshall, montada con piezas de chapa prefabricadas.

Este tipo de conducción elevada (Figura 7-23) existe en el mercado para una amplia gama de capacidades.

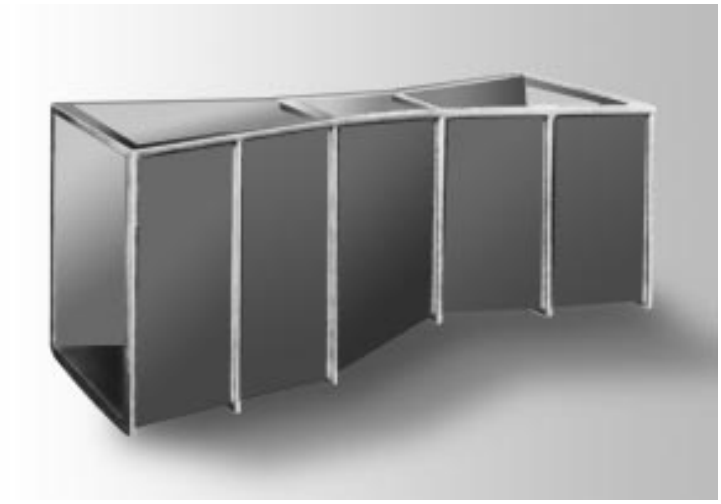


FIGURA 7 – 23 – Conducción elevada de aforo, Parshall, que se puede adquirir en el mercado

Las conducciones elevadas de hormigón armado monolítico construidas con arreglo a cualquiera de los tamaños anteriormente estudiados, han dado resultados satisfactorios.

Estas conducciones poseen la clara ventaja de su permanencia y de estar poco expuestas a dilataciones o contracciones, con lo que se asegura la uniformidad en su funcionamiento. No corren riesgo con el fuego u otros peligros como sucede con las estructuras de madera. Su principal inconveniente es el coste inicial relativamente elevado.

Cuando haya que construir varias conducciones elevadas del mismo tamaño empleando hormigón, resultará económico y práctico utilizar unos moldes desmontables, preferiblemente de chapa de hierro o madera contrachapada. Es conveniente construir primero los laterales de la conducción elevada y después de que el hormigón haya fraguado, quitar los moldes y colocar el suelo. El suelo se enrasa con la inclinación debida mediante angulares de hierro instalados en los lugares donde cambia la inclinación del suelo.

3.12 Mantenimiento

Una vez que se ha instalado debidamente una conducción elevada Parshall, es preciso realizar un trabajo periódico de mantenimiento para asegurar su funcionamiento satisfactorio. En los muros de la sección de entrada puede acumularse musgo y en ciertos canales se pueden depositar arrastres en el suelo de la misma sección, todo lo cual debe de quitarse. Las paredes de las conducciones elevadas de acero pueden llegar a tener incrustaciones, que deberán quitarse con un cepillo de alambre. Una vez que las paredes se hayan rasqueteado y dejado limpias, la aplicación de una pintura asfáltica vendrá bien para aumentar la duración de la conducción.

Es corriente que las conducciones elevadas Parshall, o cualquier otro tipo de conducciones elevadas para medición del caudal que se instalen en canales sin revestimiento, experimenten un asentamiento a cabo de cierto tiempo de servicio. La nivelación del suelo de la entrada debe comprobarse cuando pasen unos meses de funcionamiento, volviendo a hacerlo al final de la temporada o del año.

El asentamiento o la instalación inadecuada pueden dar lugar a que la conducción elevada se incline lateralmente. Si el asentamiento es pequeño, se podrá seguir calculando la descarga con bastante exactitud si se miden las profundidades de la corriente en ambos lados de la conducción elevada. Empleando la medid de las dos lecturas al utilizar las ecuaciones de descarga o tablas de caudales, se puede determinar la descarga.

El asentamiento es más corriente que tenga lugar cerca de la sección de salida debido a la erosión del canal inmediatamente aguas debajo de la conducción elevada, causada por el efecto de chorro del agua. Al usar las profundidades de la corriente H_a o H_a y H_b para

obtener la descarga con tablas de descarga normalizadas se llegará a valores inferiores a la descarga verdadera. Este problema se puede solucionar satisfactoriamente elevando el extremo inferior de la conducción elevada de forma que ésta quede nivelada de nuevo, o instalando un nuevo suelo nivelado en la conducción.

4. CONDUCCIÓN ELEVADA DE GARGANTA CORTADA

4.1 General

La conducción elevada de garganta cortada ha sido creada recientemente para superar algunas de las deficiencias que presentan otros tipos de conducciones elevadas ya existentes. La Figura 7-26 muestra la forma normalizada de esta conducción elevada, a la que se llegó experimentalmente. Se puede hacer funcionar (como la conducción elevada Parshall) tanto en condiciones de derrame libre como de derrame sumergido. Como la conducción no tiene sección de garganta longitudinal, sus creadores (Skogerboe, Hyatt, Anderson y Eggleston) dieron a la conducción el nombre de “garganta cortada”.

La construcción resulta más fácil debido a su suelo horizontal y la desaparición de la sección de la garganta.

Como los ángulos de convergencia y divergencia son iguales para todas las conducciones elevadas, el tamaño de la conducción se puede variar simplemente con desplazar las paredes hacia dentro o hacia fuera. Por lo tanto, las evaluaciones para conducciones de tamaños intermedios se pueden establecer partiendo de las evaluaciones disponibles. Resulta extremadamente útil cuando se requieren tamaños distintos de los catalogados, o cuando se comete un error en la anchura de la garganta al construir.

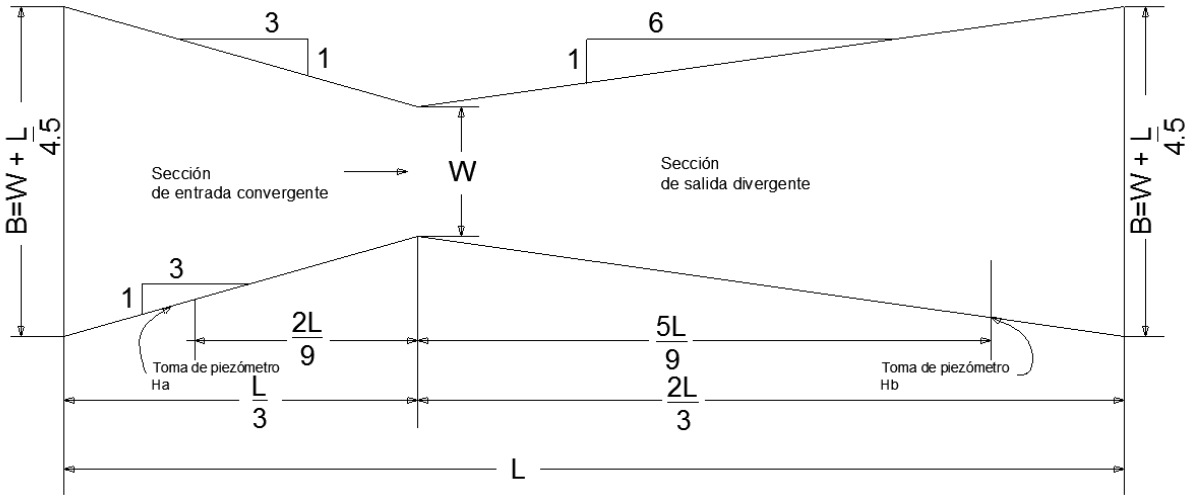


FIGURA 7 – 26- Esquema de conducción elevada con garganta cortada

Si las circunstancias lo permiten, es preferible hacer que la conducción elevada de garganta cortada funcione en condiciones de derrame libre. Esto facilita la medición y garantiza un alto grado de exactitud. La descripción que se hace a continuación se limita a la condición de derrame libre.

Como era de esperar existen analogías en la instalación y el funcionamiento de la conducción Parshall y la conducción con garganta cortada. Como la primera se ha descrito ya de forma muy detallada, en la exposición de la conducción de garganta cortada nos limitamos a los aspectos esenciales.

4.2 Determinación de la descarga en condiciones de derrame libre

El derrame libre por la conducción elevada de garganta cortada viene dado por las dos fórmulas siguientes:

$$Q = C \quad H_a^n \qquad (1)$$

donde Q = caudal en m^3/s

C = coeficiente de derrame libre

H_a = profundidad de la corriente aguas arriba (medida a una distancia $\frac{2L}{9}$ de la garganta, véase la Figura 7-26).

y $C = K\,W^{1.025}$

donde C = Coeficiente de derrame libre (lo mismo que arriba)

K = coeficiente de la longitud de la conducción elevada

W = Anchura de la garganta en m

Los valores de n y K se obtienen mediante el diagrama de la Figura 7-29 para una longitud de conducción dada.

Luego se puede calcular la descarga para cualquier H_a utilizando las dos fórmulas anteriores, siempre que existan condiciones de derrame libre en la conducción elevada (los criterios para esas condiciones se exponen en 7.6.3). Para conseguir mediciones exactas de la descarga, la razón recomendada de profundidad de la corriente a longitud de la conducción (H_a : L) debe ser igual o menor que 0.4. El aumentar los valores de esta relación da como resultados mayores inexactitudes.

4.3 Ejemplo de cálculo de caudal

Se necesita la evaluación de derrame libre para una conducción elevada de garganta cortada cuya longitud L es de 1,22 m y cuya anchura, W, es de 0.36 m. Por la figura 7-29 se halla que el valor de n es 1.75 y el valor de K es 3.16. A continuación se calcula el valor del coeficiente C de derrame libre utilizando la ecuación (2).

$C = K W^{1.025}$

$= 3.16 . 0.36^{1.025}$

$= 1.10$

Una vez conocidos los valores de n y C, el caudal que pasa por la conducción elevada se puede calcular para cualquier valor de H_a empleando la ecuación (1).

Suponiendo H_a = 0.366 m

$$Q = C \quad H_a^n$$

$= 1.10 . 0.366^{1.75}$

$= 0.189 \text{ m}^3/\text{s} = 189 \text{ l/s}$

4.4 Instalación de conducciones elevadas con garganta cortada para funcionamiento en condiciones de derrame libre

Los criterios para el emplazamiento de la conducción elevada con garganta cortada son idénticos a los que se han expuesto ya para las conducciones Parshall (véase 7.4.4). Una vez elegido el emplazamiento es necesario determinar los criterios de proyecto:

- cantidad máxima de agua que hay que medir
- profundidad de la corriente necesaria para obtener esta descarga
- pérdida de altura admisible en la conducción elevada

Para fines de proyecto, se puede considerar que la pérdida de altura es la variación de la cota de la superficie del agua entre la entrada y la salida de la conducción elevada. La profundidad de la corriente aguas abajo seguirá siendo prácticamente igual después de la instalación de la conducción elevada, pero la profundidad aguas arriba aumentará en un valor equivalente a la pérdida de altura. El aumento admisible en la profundidad de aguas arriba se puede limitar mediante la atura de las márgenes del canal aguas arriba de la conducción elevada, condición que puede exigir un aumento del tamaño de la conducción con objeto de bajar el nivel del agua hasta límites aceptables.

La conducción elevada ha de colocarse en el canal perfectamente elevada, tanto en sentido longitudinal como lateral y centrada con el eje del canal.

La dimensión más importante es la anchura de la garganta, W. (Como ya se indicó, una de las ventajas principales de esta conducción es que si al construir la garganta se comete un error en su anchura, se puede tener en cuenta anotando las nuevas evaluaciones de caudal que se obtengan empleando la ecuación (2)). Si ha de construirse una conducción elevada de garganta cortada, de hormigón, se puede colocar un angular de acero en la sección

transversal de la garganta, empotrado en el hormigón, con lo cual se fijará la anchura correctamente.

Según la experiencia de los creadores de esta conducción elevada, no es necesario disponer una estructura de transición entre el canal abierto y la conducción. Las únicas normas que hay que observar es que la razón de la profundidad de la corriente a la longitud de la conducción (H_a : L) debe ser 0.4 o menos como ya se indicó. Para las instalaciones usuales en canales de pendiente suave, esto servirá de garantía para saber que las condiciones de aproximación satisfarán aquella con arreglo a las cuales se establecieron las evaluaciones en laboratorio.

En la conducción elevada se pueden hacer las mediciones mediante el empleo de un limnímetro o un pozo de remanso instalado en el emplazamiento especificado para H_a. El limnímetro ha de relacionarse cuidadosamente con la cota del fondo de la conducción elevada.

Para que queden aseguradas las condiciones de derrame libre, la proporción entre la profundidad del agua en la salida y en la entrada (H_b : H_a) no debe sobrepasar de un cierto límite, denominado inmersión de transición, S_t, que se puede determinar por la Figura 7-29.

El procedimiento que ha de seguirse para instalar una conducción elevada de garganta que funcione en condiciones de derrame libre puede resumirse como sigue:

i) Determinar el caudal máximo que hay que medir.

ii) En el lugar elegido para la instalación de la conducción elevada, situar la línea de aguas altas sobre la margen del canal y averiguar la profundidad máxima admisible de la corriente.

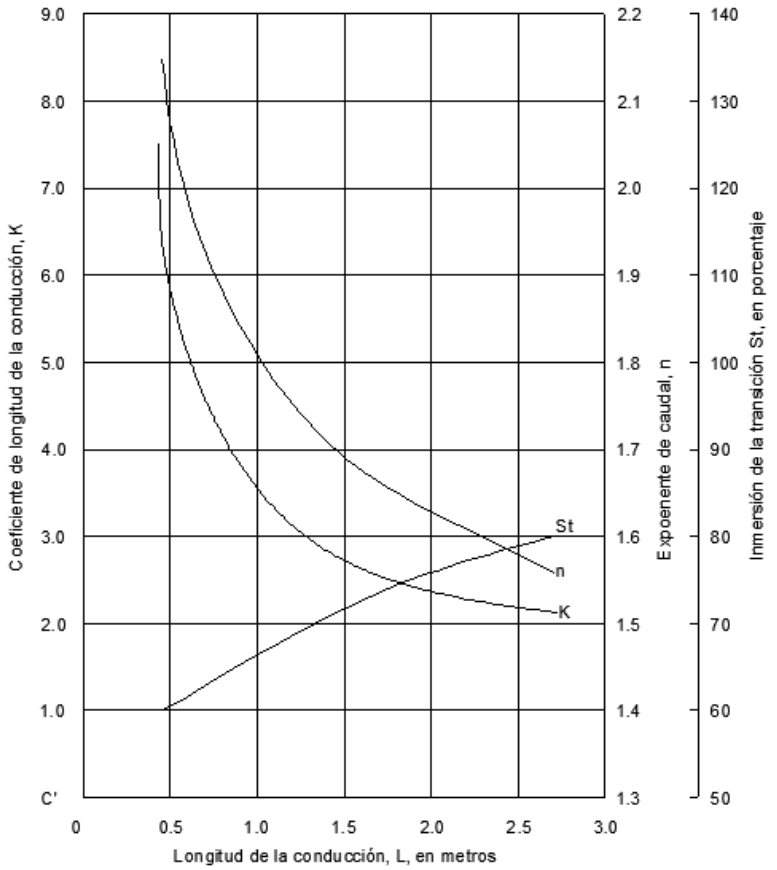


FIGURA 7 – 29 Coeficientes y exponentes generalizados de derrame libre y St para conducciones elevadas de garganta cortada, en unidades métricas.

iii) Utilizando la ecuación (1), calcular la profundidad del agua que corresponde a la capacidad de descarga máxima del canal para la conducción elevada de que se trate.

iv) Situar el suelo de la conducción elevada a una profundidad (H_b) que no exceda de H_a multiplicada por la inmersión de transición S_t ($H_b \leq H_a S_t$). Generalmente, el fondo de la conducción elevada debe situarse a tanta altura en el canal como la pendiente y otras condiciones lo permitan para asegurar el derrame libre.

No existe ninguna regla establecida para proporciones entre W y L o entre W y H_a. Por lo tanto, en tanto se hallen pendientes los resultados de nuevas investigaciones, se aconseja aplicar la gama de proporciones que han sido comprobadas en laboratorio, las cuales, ajustadas a valores métricos pares, se dan en la Tabla 7-9.

El procedimiento queda, además, ilustrado por la Figura 7-30 y los dos ejemplos que se exponen a continuación:

Ejemplo 1

Se desea instalar una conducción elevada de garganta cortada, cuya longitud L = 1.22 m y cuya anchura de garganta W = 0.36 m, para funcionar con derrame libre (Figura 7-30). El caudal máximo del canal es de 0,200 m^3/s.

La inmersión de transición para esta conducción se puede determinar mediante la Figura 7-29, que nos dará S_t = 68.2 por ciento. Mediante las ecuaciones (1) y (2) se puede calcular el valor de H_a que corresponde al caudal máximo de 0,200 m^3/s.

$$H_a = \left(\frac{Q}{C}\right)^{\frac{1}{n}}$$

$$C = K\,W^{1.025}$$

K = 3.1 (Figura 7-29)

$$C = 3.1 \cdot 0.36^{1.025}$$

$$= 1.1$$

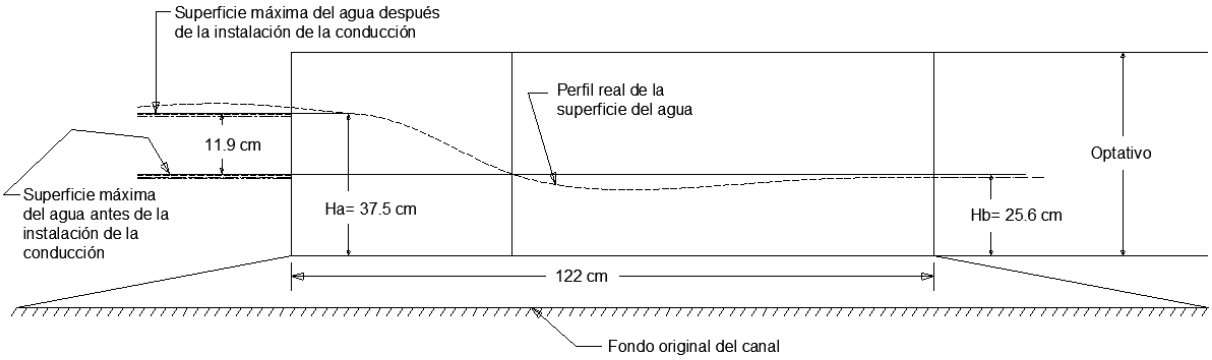


FIGURA 7 – 30 – Instalación de una conducción elevada con garganta cortada.

n = 1.75 (Figura 7-29)

$$H_a = \left(\frac{0.200}{1.1}\right)^{\frac{1}{1.75}} = 0.182^{0.57} = 0.375m$$

La profundidad de la corriente aguas abajo, H_b, se convierte en:

$H_b = H_a S_t = 0.375 \cdot 0.682 = 0.256$ m

Por lo tanto, el suelo de la conducción elevada debe situarse en una cota no inferior a 0,256 m por debajo de la línea de aguas altas del canal (Figura 7- 30)

Ejemplo 2

Supongamos que ha de hallarse el tamaño lógico de conducción elevada con garganta cortada necesario para medir una descarga máxima de 350 l/s en condiciones de derrame libre. En la actualidad la profundidad máxima de la corriente en el canal es de 30 cm y la pérdida de altura no ha de exceder de 15 cm. En estas condiciones, la profundidad máxima de la corriente aguas abajo sería 30 cm y la profundidad máxima de la corriente aguas arriba sería 45 cm (30 + 15 = 45). La inmersión sería un 67 por ciento $(\frac{30}{45} = 0.67)$. Utilizando la figura 7-29 se halla que las únicas conducciones elevadas con inmersión de transición superior al 67 por ciento son aquellas cuya longitud es de 1,15 m y mayor. Para elegir el tamaño de conducción apropiado consúltese la tabla 7-9. Por vía de ensayo elíjase la conducción elevada de 40 x 180 cm y hállese el valor de H_a que corresponda a la descarga dada de 350 l/s. Para este valor la profundidad aguas arriba es de 54 cm, que es mayor que la profundidad máxima admisible aguas arriba de 45 cm. En consecuencia, es necesario un tamaño mayor de conducción para que se cumplan las condiciones propuestas. Por la Tabla 7-9 se halla que la conducción de 60 x 180 cm tiene una profundidad de aguas arriba de 42 cm para una descarga de 0.350 m^3/s y como este valor es inferior a la profundidad limitada de 45 cm, sería el que se eligiese para utilizarlo en este caso particular. Se podría usar un tamaño de conducción elevada ligeramente menor, por ejemplo, podría elegirse una anchura de garganta, W, comprendida entre 40 y 60 cm, lo cual obligaría, sin embargo, a preparar una tabla de evaluaciones aparte. Conocidos los valores de W y L la conducción elevada se puede dimensionar de acuerdo con la figura 7-26.

Tabla 7-9

Calibraciones de derrame libre para conducciones elevadas con garganta cortada seleccionadas, referidas a la anchura de garganta X x longitud de conducción L (85).

Ha (m)	Descarga Q (m^3 por segundo)								
	10x90 cm	20x90 cm	30x90 cm	20x180 cm	40x180 cm	60x180 cm	30x270 cm	60x270 cm	100x270 cm
0.005	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001
0.010	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001	0.000	0.001	0.002
0.015	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001	0.001	0.001	0.002	0.003
0.020	0.000	0.000	0.001	0.001	0.002	0.002	0.001	0.003	0.005
0.025	0.000	0.001	0.001	0.001	0.002	0.003	0.002	0.004	0.007
0.030	0.001	0.001	0.002	0.001	0.003	0.005	0.003	0.005	0.009
0.035	0.001	0.002	0.002	0.002	0.004	0.006	0.003	0.007	0.011
0.040	0.001	0.002	0.003	0.002	0.005	0.007	0.004	0.008	0.014
0.045	0.001	0.003	0.004	0.003	0.006	0.009	0.005	0.010	0.017
0.050	0.001	0.003	0.004	0.003	0.007	0.011	0.006	0.012	0.020
0.055	0.002	0.004	0.005	0.004	0.008	0.012	0.007	0.014	0.023
0.060	0.002	0.004	0.006	0.005	0.009	0.014	0.008	0.016	0.026
0.065	0.002	0.005	0.007	0.005	0.011	0.016	0.009	0.018	0.300
0.070	0.003	0.006	0.008	0.006	0.012	0.018	0.100	0.020	0.034
0.075	0.003	0.006	0.009	0.007	0.014	0.021	0.011	0.022	0.038
0.080	0.003	0.007	0.011	0.007	0.015	0.023	0.012	0.025	0.043
0.085	0.004	0.008	0.120	0.008	0.017	0.025	0.013	0.027	0.046
0.090	0.004	0.009	0.13	0.009	0.018	0.028	0.015	0.030	0.050
0.095	0.005	0.01	0.140	0.010	0.020	0.030	0.016	0.032	0.054
0.100	0.005	0.011	0.016	0.011	0.022	0.033	0.017	0.035	0.059
0.105	0.006	0.012	0.017	0.012	0.024	0.036	0.018	0.038	0.063
0.110	0.006	0.013	0.019	0.013	0.026	0.039	0.020	0.040	0.068
0.115	0.007	0.014	0.021	0.013	0.027	0.042	0.021	0.043	0.073
0.120	0.007	0.015	0.022	0.014	0.029	0.045	0.023	0.046	0.078
0.125	0.008	0.016	0.024	0.015	0.032	0.048	0.024	0.049	0.083
0.130	0.008	0.018	0.026	0.016	0.034	0.051	0.026	0.052	0.089
0.135	0.009	0.019	0.028	0.018	0.036	0.054	0.027	0.056	0.940
0.140	0.01	0.02	0.03	0.019	0.038	0.057	0.029	0.059	0.099
0.145	0.01	0.022	0.031	0.020	0.040	0.061	0.031	0.062	0.105
0.150	0.011	0.023	0.034	0.021	0.043	0.064	0.032	0.066	0.111
0.155	0.012	0.024	0.036	0.022	0.045	0.068	0.034	0.069	0.117
0.160	0.012	0.026	0.038	0.023	0.047	0.072	0.036	0.073	0.122
0.165	0.013	0.027	0.04	0.024	0.050	0.075	0.037	0.076	0.013
0.170	0.014	0.029	0.42	0.026	0.052	0.079	0.039	0.080	0.135
0.175	0.014	0.031	0.045	0.027	0.055	0.083	0.410	0.083	0.141
0.180	0.015	0.032	0.047	0.028	0.058	0.087	0.043	0.087	0.147
0.185	0.016	0.034	0.049	0.030	0.060	0.091	0.045	0.091	0.154
0.190	0.017	0.036	0.052	0.031	0.063	0.095	0.047	0.095	0.160
0.195	0.018	0.037	0.054	0.032	0.066	0.099	0.049	0.099	0.167
0.200	0.018	0.039	0.057	0.034	0.068	0.104	0.051	0.103	0.174

0.205	0.019	0.041	0.060	0.035	0.071	0.108	0.052	0.107	0.180
0.210	0.020	0.043	0.062	0.036	0.074	0.112	0.055	0.111	0.187
0.215	0.021	0.045	0.065	0.038	0.077	0.117	0.057	0.115	0.194
0.220	0.022	0.047	0.068	0.039	0.080	0.121	0.059	0.119	0.201
0.225	0.023	0.049	0.071	0.041	0.083	0.126	0.061	0.123	0.209
0.230	0.024	0.051	0.074	0.042	0.086	0.130	0.063	0.128	0.216
0.235	0.025	0.053	0.077	0.044	0.089	0.135	0.065	0.132	0.223
0.240	0.026	0.055	0.080	0.045	0.092	0.140	0.067	0.134	0.310
0.245	0.027	0.057	0.083	0.047	0.096	0.145	0.069	0.141	0.238
0.250	0.028	0.059	0.086	0.049	0.099	0.150	0.072	0.146	0.246
0.255	0.029	0.061	0.089	0.050	0.102	0.155	0.074	0.150	0.254
0.260	0.030	0.063	0.092	0.052	0.106	0.160	0.076	0.155	0.261
0.265	0.031	0.066	0.096	0.053	0.109	0.165	0.078	0.159	0.269
0.270	0.032	0.068	0.099	0.055	0.112	0.170	0.081	0.164	0.277
0.275	0.033	0.070	0.102	0.057	0.116	0.175	0.083	0.169	0.285
0.280	0.034	0.073	0.106	0.059	0.119	0.180	0.085	0.174	0.293
0.285	0.035	0.075	0.109	0.060	0.123	0.186	0.088	0.179	0.302
0.290	0.037	0.078	0.113	0.062	0.126	0.191	0.900	0.183	0.310
0.295	0.038	0.080	0.116	0.064	0.130	0.197	0.930	0.188	0.318
0.300	0.039	0.082	0.120	0.066	0.134	0.202	0.950	0.193	0.327
0.305	0.040	0.085	0.124	0.067	0.137	0.208	0.098	0.199	0.335
0.310	0.041	0.088	0.127	0.069	0.141	0.213	0.100	0.204	0.344
0.315	0.043	0.090	0.131	0.071	0.145	0.219	0.103	0.209	0.353
0.320	0.044	0.093	0.135	0.073	0.149	0.225	0.105	0.214	0.361
0.325	0.045	0.096	0.139	0.075	0.152	0.231	0.108	0.219	0.370
0.330	0.046	0.098	0.143	0.077	0.156	0.237	0.110	0.224	0.379
0.334	0.048	0.101	0.147	0.079	0.160	0.243	0.113	0.230	0.388
0.340	0.049	0.104	0.151	0.081	0.164	0.249	0.116	0.235	0.397
0.345	0.050	0.107	0.155	0.083	0.168	0.255	0.118	0.241	0.406
0.350	0.052	0.110	0.159	0.085	0.172	0.261	0.121	0.246	0.416
0.355	0.053	0.112	0.164	0.087	0.176	0.267	0.124	0.252	0.425
0.360	0.054	0.115	0.168	0.089	0.180	0.273	0.126	0.257	0.434
0.365	0.056	0.118	0.172	0.091	0.185	0.279	0.129	0.263	0.444
0.370	0.057	0.121	0.177	0.093	0.189	0.286	0.132	0.268	0.453
0.375	0.059	0.124	0.181	0.095	0.193	0.292	0.135	0.274	0.463
0.380	0.060	0.127	0.185	0.097	0.197	0.299	0.138	0.280	0.473
0.385	0.062	0.131	0.190	0.099	0.202	0.305	0.140	0.286	0.482
0.390	0.063	0.134	0.195	0.101	0.206	0.312	0.143	0.291	0.492
0.395	0.065	0.137	0.199	0.103	0.210	0.318	0.146	0.297	0.502
0.400	0.066	0.140	0.204	0.105	0.215	0.325	0.149	0.303	0.512
0.405	0.068	0.143	0.209	0.108	0.219	0.332	0.152	0.309	0.522
0.410	0.069	0.147	0.213	0.110	0.224	0.339	0.155	0.315	0.532
0.415	0.071	0.150	0.218	0.112	0.228	0.345	0.158	0.321	0.542
0.420	0.072	0.153	0.223	0.114	0.233	0.352	0.161	0.327	0.552
0.425	0.074	0.157	0.228	0.116	0.237	0.359	0.164	0.333	0.563
0.430	0.076	0.160	0.233	0.119	0.242	0.366	0.167	0.339	0.573

0.435	0.077	0.163	0.238	0.121	0.247	0.373	0.170	0.346	0.584
0.440	0.079	0.167	0.243	0.123	0.251	0.380	0.173	0.352	0.594
0.445	0.080	0.170	0.248	0.126	0.256	0.388	0.176	0.358	0.605
0.450	0.082	0.174	0.253	0.128	0.261	0.395	0.179	0.640	0.615
0.455				0.130	0.266	0.400	0.182	0.371	0.626
0.460				0.133	0.270	0.049	0.185	0.377	0.637
0.465				0.135	0.275	0.417	0.189	0.383	0.648
0.470				0.138	0.280	0.424	0.192	0.390	0.659
0.475				0.140	0.285	0.432	0.195	0.396	0.669
0.480				0.142	0.290	0.439	0.198	0.403	0.681
0.485				0.145	0.295	0.447	0.201	0.409	0.692
0.490				0.147	0.300	0.456	0.205	0.416	0.703
0.495				0.150	0.305	0.462	0.208	0.423	0.714
0.500				0.152	0.310	0.470	0.211	0.429	0.725
0.505				0.155	0.315	0.477	0.214	0.436	0.737
0.510				0.157	0.321	0.485	0.218	0.430	0.748
0.515				0.160	0.326	0.493	0.221	0.450	0.760
0.520				0.162	0.331	0.501	0.224	0.457	0.771
0.525				0.165	0.336	0.509	0.228	0.463	0.783
0.530				0.168	0.342	0.517	0.231	0.470	0.794
0.535				0.170	0.347	0.525	0.235	0.477	0.806
0.540				0.173	0.352	0.533	0.238	0.484	0.818
0.545				0.173	0.358	0.541	0.242	0.491	0.830
0.550				0.178	0.363	0.550	0.245	0.498	0.842
0.555				0.181	0.369	0.558	0.249	0.505	0.854
0.560				0.184	0.374	0.566	0.252	0.513	0.866
0.565				0.160	0.380	0.575	0.256	0.520	0.878
0.570				0.189	0.385	0.583	0.259	0.527	0.890
0.575				0.192	0.391	0.591	0.263	0.534	0.902
0.580				0.195	0.396	0.600	0.266	0.541	0.914
0.585				0.197	0.402	0.609	0.270	0.549	0.927
0.590				0.200	0.408	0.617	0.273	0.556	0.939
0.595				0.203	0.414	0.626	0.277	0.563	0.952
0.600				0.206	0.419	0.635	0.281	0.571	0.964
0.605							0.284	0.578	0.977
0.610							0.288	0.586	0.989
0.615							0.292	0.593	1.002
0.620							0.295	0.601	1.015
0.625							0.299	0.680	1.028
0.630							0.303	0.616	1.040
0.635							0.307	0.624	1.053
0.640							0.310	0.631	1.066
0.645							0.314	0.639	1.079
0.650							0.318	0.647	1.092
0.655							0.322	0.655	1.106

0.660	0.326	0.662	1.119
0.665	0.330	0.670	1.132
0.670	0.333	0.678	1.145
0.675	0.337	0.686	1.159
0.680	0.341	0.694	1.172
0.685	0.345	0.702	1.186
0.690	0.349	0.710	1.199
0.695	0.353	0.718	1.213
0.700	0.357	0.726	1.226
0.705	0.361	0.734	1.240
0.710	0.365	0.742	1.254
0.715	0.369	0.750	1.268
0.720	0.373	0.759	1.281
0.725	0.370	0.767	1.295
0.730	0.381	0.775	1.309
0.735	0.385	0.784	1.323
0.740	0.389	0.792	1.337
0.745	0.393	0.800	1.352
0.750	0.398	0.809	1.366

10. DISEÑO DE BOCATOMAS DE MONTAÑA

3. BOCATOMAS EN RÍOS DE MONTAÑA

3.1 Consideraciones importantes

De acuerdo a lo establecido por el Bureau of Reclamation (USBR), y por las prácticas usuales de ingeniería en proyectos similares, se recomienda los siguientes criterios:

- El caudal adoptado corresponderá a una avenida máxima entre 50 y 100 años, para condiciones de operación extrema.
- Determinación del caudal de captación de acuerdo a los requerimientos, pudiendo ser una o más ventanas.
- Para atenuar el ingreso de sólidos de fondo, se puede incluir un canal de limpia gruesa o desrripiador, ubicado frente a las ventanas de captación. Completando la limpia un conducto de purga ubicado antes de las compuertas de regulación, el caudal descargará a la poza del barraje móvil.
- La operación de captación del caudal de diseño, tendrá en cuenta que lo podrá efectuar en época de estiaje, manteniendo cerradas las compuertas del barraje móvil y durante el periodo de avenidas con la compuerta parcial o completamente abiertas.
- El diseño de la estructura vertedora a proyectarse en el cauce del río, deberá permitir el paso de la avenida máxima de diseño, mediante la acción combinada entre el barraje fijo y el móvil, cuyo salto hidráulico deberá estar contenido dentro de los muros de encauzamiento y poza disipadora. Aguas abajo se deberá contemplar una protección de enrocado.

3.2 Tomas Convencionales

Los ríos de montaña tienen caudales relativamente pequeños, gradientes relativamente grandes y corren por valles no muy amplios. En crecientes llevan cantidades apreciables de material sólido.

Tal como lo muestra la figura Nº 5-1 las tomas comunes no convencionales se componen de los siguientes elementos principales:

1. Un dique que cierra el cauce del río y obliga a que toda el agua que se encuentra por debajo de la cota de su creta entre a la conducción.

En tiempo de creciente e exceso de agua pasa por encima de este dique o sea que funciona como vertedero. Este tipo de dique vertedero se llama azud. Para evitar que en creciente ente excesiva agua a la conducción, entre esta y la toma se dejan estructuras de regulación. Una de estas es la compuerta de admisión que permite interrumpir totalmente el servicio para el caso de reparación o inspección.

2. Una reja de entrada que impide que pase hacia la conducción material sólido flotante demasiado grueso. Para esto el umbral de la reja se pone a cierta altura sobre el fondo del río y la separación entre barrotes normalmente no pasa de 20 cm. En vista de que a pesar de esto, parte del material sólido alcanza a pasar, al otro lado de la reja se deja una cámara llamada desripiador para detenerlo. El desripiador debe tener una compuerta hacia el río a través de la cual periódicamente se lava el material acumulado en el fondo.

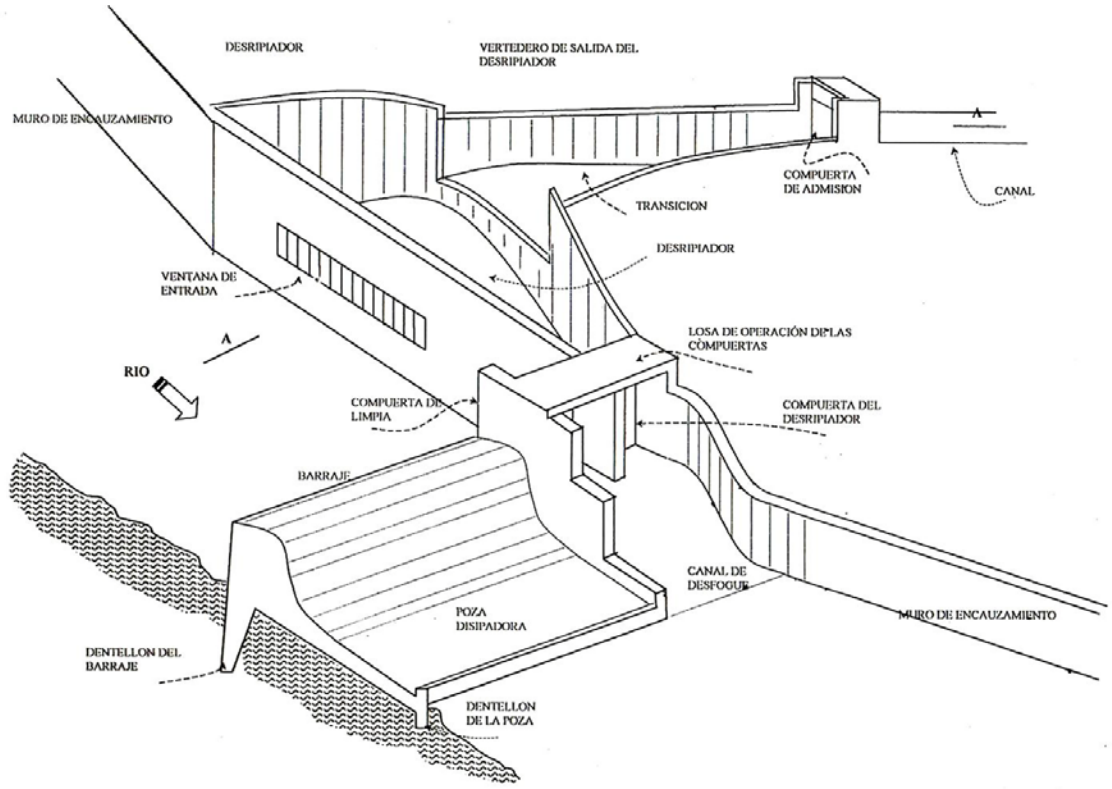


FIGURA 5-1

3. Una transición de entrada al canal. Se desea que la mayor parte del material grueso que llega a desrripiador se deposite dentro de éste y no pase al canal.

Por este motivo la conexión del desrripiador se hace generalmente por medio de un vertedero cuyo ancho es bastante mayor que el del canal que sigue. Para evitar que haya pérdidas grandes de energía entre la salida del desrripiador y el canal las dos estructuras se conectan por medio de una transición.

4. Un zampeado y un colchón de aguas al pie del azud. El agua erosiona el cauce y puede socavar las obras causando su destrucción. El zampeado o el colchón sirven para disipar la energía de manera que el agua pase al cauce no revestido con velocidades lo suficientemente bajas para no producir erosiones.

El agua filtra por debajo del azud ejerce una subpresión en el zampeado que podría romperlo. Para disminuir un poco esta subpresión como también para anclar mejor el azud,

se construye aguas arriba un dentellón y debajo del zampeado muchas veces se dejan drenes con sus respectivos filtros.

5. Una compuerta de purga que reubica en un extremo del azud, al lado de la reja de entrada. Generalmente el río trae en creciente una gran cantidad de piedras que se acumulan aguas arriba del azud pudiendo llegar a tapas la reja de entrada con lo cual el caudal de captación se reduce considerablemente o puede ser totalmente interrumpido. La función de la compuerta es eliminar este material grueso. Por lo general la eficiencia de la compuerta de purga es pequeña pero por lo menos se consigue mantener limpio el cauce frente a la rejilla.

La compuerta se abre en las crecientes, cuando sobra agua, y por lo tanto cumple una función adicional de aliviar el trabajo del azud y hasta cierto gado, regular el caudal captado.

6. Escala de peces. Esta es una obra que frecuentemente se omite a pesar de tener mucha importancia en algunos ríos.

La presa representa un obstáculo al paso de los peces y es conveniente tomar medida para rehabilitarlo.

Por lo general los pasos para los peces son pequeños depósitos escalonados que se construyen a un lado del azud. El agua baja de un escalón a otro con poca velocidad a través de escotaduras que sirven al mismo tiempo para que por ellas puedan saltar los peces. Todas las aristas deben ser redondeadas. Las dimensiones y otras características se tratan en obras especializadas.

3.3 Ubicación y forma de construcción de la toma

La forma de utilización del agua es generalmente conocida de antemano es decir está ubicado el sitio apropiado para producir energía eléctrica por medio de una caída, o para la planta de tratamiento que abastecerá de agua a una población o para la iniciación de la zona de riego. A este punto de cota conocida debe llegar, la línea de conducción (canal o túnel) conveniente y el trazado se establece a base de consideraciones económicas, después de un recorrido de reconocimiento previo. En otras palabras teniendo esta línea de gradiente preliminar se puede encontrar su intersección con el río y establecer aproximadamente el sitio de las obras de toma. La ubicación exacta puede estar desplazada en algunos cientos de metros, por lo general hacia aguas arriba, y se determina en función de las condiciones geológicas y topográficas del sitio.

Así por ejemplo, par disminuir la entrada de los sedimentos es conveniente situar las obras de toma en la orilla cóncava de un río. Por lo general de este lado existe un barranco y la playa se encuentra en el lado convexo, y es necesario disponer de un terreno relativamente plano para situar el desripiador y la transición. Por este motivo muchas veces el sitio se desplaza hacia aguas abajo ubicándolo donde termina la concavidad y comienza la parte

convexa. Se debe indicar también que la obstrucción del cauce producida por el azud altera substancialmente las condiciones de flujo y por lo tanto la condiciones del transporte de sedimentos.

Es importante también tomar en cuenta el aspecto constructivo. Si bien las obras deben ser contraídas durante la época de estiaje, de todos modos el agua que viene por el río es un estorbo y debe ser desviado. Esto se hace por medio e ataguías o sea diques provisionales. El agua se desvía hacia el un lado del cauce mientras se construye en el otro. Normalmente se construye primero en la orilla protegida por las ataguías las obras de compuerta de purga, desrripiador, transición y compuerta de entrada. Una vez realizado este trabajo, el río se desvía hacia estas obras, llevando el agua por la compuerta de salida del desrripiador o si es posible por el canal hasta el primer aliviadero y cerrando el cauce con una ataguía, se construyen el azud, el zampeado y los muros de ala de la otra orilla.

La ataguías se construyen en una forma lo suficientemente hermética para que no filtre agua en cantidad excesiva que no pueda ser eliminada mediante bombas y que no cauce perjuicios a los trabajos de hormigón. Las dimensiones en el interior de las ataguías deben ser lo suficientemente amplias para permitir la realización cómoda de la obra y su inspección una vez terminada.

La ataguía se construye con el material que se encuentra en el cauce y en las orillas colocadas en tal forma que los espacios que dejan las piedras grandes sean rellenados por piedras pequeñas. Las piedras de mayor tamaño se colocan del lado de los taludes y las mas pequeñas en el centro de la ataguía. Las piedras que queda del lado del talud inferior, no deben tener dimensiones menores de 60 cm. Para impermeabilizar la ataguía, su talud superior es revestido con una capa compuesta de tierra con chambas o fajinas.

Una vez que han servido a su propósito, todas las obra temporales de desvío son removidas de manera que no estorben el funcionamiento normal de la toma.

Las facilidades existentes para la construcción son un criterio importante para la ubicación de las obras de toma.

3.4 Reja de entrada

El agua se capta por medio de un orificio que se encuentra en una de las orillas. Este orificio está provisto de barrotes verticales que impiden la entrada del material flotante y de piedras mayores del espacio entre los mismos. El orificio está dentro de un muro que separa el desrripiador del río y aguas abajo se prolonga a conectarse con la compuerta de purga. El umbral del orificio debe estar a una altura no menor de 0.60 – 0.80 cm del fondo. El dintel es generalmente de hormigón armado y debe llegar hasta una altura superior a la de la mayor creciente. Los barrotes deben ser lo suficientemente fuertes para resistir el impacto de troncos y otro material flotante grueso que ocasionalmente es traído por las creciente. Por

esto los barrotes se hacen de rieles o de hormigón armado con un ancho no menor de 10 cm. Los barrotes deben estar al ras o sobresalir un poco de la cara del muro para facilitar su limpieza del material flotante que a veces tiende a tapar la reja.

La reja debe estar a una cierta distancia aguas arriba del azud a fin de que durante la construcción quede espacio suficiente para una ataguía.

En estiaje, el vano de la reja funciona como vertedero. La carga necesaria para el vertedero viene el remanso producido por el azud. El vertedero trabaja sumergido con un desnivel muy pequeño entre las dos superficies de agua. El dintel que sostiene los barrotes está a una altura muy pequeña sobre la superficie del agua. Generalmente está a la misma cota que la cresta del azud a pocos centímetros menos, de manera que en creciente, cuando los niveles de agua suben, queda sumergido y la reja pasa a trabajar como orificio contribuyendo así a la regulación del caudal que entra al canal.

Al mismo tiempo, durante las crecientes, cuando baja por el río la mayor parte del material flotante, éste pasa por el azud casi sin entrar por la reja que queda sumergida.

El dintel que sostiene a los barrotes en su parte superior es una viga de hormigón armado que debe soportar, a más de su peso propio, el empuje horizontal del agua en creciente. Este dintel se apoya solamente en sus extremos, o, si es muy largo se construyen contrafuertes intermedios que dividen a la reja en varios tramos. Es decir que mientras más baja y más ancha es la reja, más costoso resulta este dintel.

Por otro lado, la altura del azud debe ser igual a la suma de la altura del umbral desde el fondo del cauce más la altura de los barrotes. O sea, mientras más corta y más alta es la reja, más alto también y más costoso resulta el azud.

Por lo tanto el orificio formado por la reja puede tener distintas relaciones entre el ancho y el alto para el mismo caudal y la selección se hace a base de consideraciones económicas.

El muro en el cual se ubica la reja, por lo general se ubica perpendicular a la dirección del azud, o sea paralelo a la dirección del río. Sin embargo es conveniente darle una inclinación respecto a la dirección del río, tanto para acortar la longitud necesaria para llegar a terreno alto como para mejorar las condiciones hidráulicas.

De acuerdo a Kieselev (Bibl. 8-4) si llamamos V_r a la velocidad media en el río y V_e la velocidad de entrada al canal, el ángulo $\propto$ entre la dirección del canal y el río debe ser igual a:

$$\propto = \text{arc cos } (V_r / V_e)$$

La velocidad en el río es variable y se debe escoger la que corresponde al caudal medio anual. Se recomienda que para facilitar la limpieza de los sedimentos, el plano de la reja no tenga un ángulo superior a 20º con la dirección del canal de limpieza.

EJEMPLO No. 5.1

Supongamos que se trata de captar un caudal d Q = 2.8 m^3/s n estiaje con una reja cuyo umbral se eleva en Y = 1 m tanto sobre el fondo del desrripiador. Se escoge una altura de agua H = 1 m y un desnivel entre las superficies de agua (pérdida) igual a Z = 0.10 m tal como se muestra en la Figura 5.3.

En estas condiciones el coeficiente del vertedero, calculado con la formula 12 – 7 es M = 2,037 y la corrección por sumersión, calculada con la fórmula 12 -10, es de S = 0.575. Debido a la contracción lateral producida por los barrotes, se toma un coeficiente adicional de pérdida igual a K = 0.85.

El ancho libre necesario para la reja se obtiene con la formula No. 12-9.

2,8 = 0.85 x 0,575 x 2,037 x b x 1

b = 2,81 m

Se toma una separación entre barrotes igual a 0,2 m y un ancho de barrotes de 0.1 m. De aquí el número de espacio es:

n = 2,8 / 0.2 = 14; y el número de barrotes es: 14 . 1 = 13

El ancho total de la reja es:

B = 2.8 + 13 x 0.1 = 4.1 m

Supongamos que el caudal medio anual del río es de 10 m^3/s y que la sección mojada correspondiente es de 46 m^2. La velocidad del río sería V_r = 0.218 m/s.

La velocidad con la que el agua, pasa por la reja es.

Vc = 1 m/s

Tenemos entonces que de acuerdo a la Fórmula 5 – 1

Vr / Vc = 0,218

α = 77.40º

O sea que la pared de la reja debe tener 12,60º con la dirección del río.

3.5 Desrripiador

Como se ha dicho antes, después de la reja de entrada se acostumbra dejar una cámara que se llama desrripiador y que sirve para detener las piedras que alcanzaron a pasar entre los barrotes y que no deben entrar al canal. Con este objeto la velocidad en el desrripiador debe ser relativamente baja y el paso hacia el canal debe hacerse por medio de un vertedero sumergido.

Entre la reja de entrada y el vertedero de salida puede formarse un resalto sumergido y para que este último funcione en una forma normal es conveniente que el ancho del desrripiador en este sitio sea igual por lo menos a la longitud del resalto.

También puede establecerse el ancho del desrripiador como igual al de una transición que uniera los anchos de la reja y del vertedero.

Para poder eliminar las piedras que se depositan en el fondo del desrripiador, debe dejarse una compuerta que conecta con el canal del desfogue. El canal debe tener una gradiente suficiente para conseguir una velocidad de lavado alta y que sea capaz de arrastrar todas las piedras.

También se procura eliminar todos los ángulos rectos y unir las paredes con curvas que converjan hacia la compuerta para que las piedras no se queden en las esquinas.

Debe indicarse que la compuerta de purga del azud con su respectivo canal se calcula en una forma similar a la del desrripiador tomando en cuenta que el ancho debe ser suficiente para que pasen las piedras grandes y que la velocidad del agua no debe ser inferior a 2 m/s para que pueda arrastrarlas.

EJEMPLO No. 5.2

Supongamos los mismos datos del ejemplo anterior.

El vertedero de salida se calcula con la misma formula de vertederos sumergidos o sea que tomando H = 1 m y Z = 0.10 m tenemos:

2.8 = 0.575 x 2.037 b $1^{3.2}$

b = 2.39 ~ 2.40 m

Al tomar el valor de H = i m se observa que la cresta del vertedero queda 10 cm mas bajo que el umbral de la reja y que por lo tanto para el vertedero Y = 0.90 m y ya no 1 m como para la reja. Sin embargo en **** cambia muy poco y por lo tanto se lo ha tomado igual.

El ancho del desrripiador se lo calcula en función del resalto sumergido.

La altura contraída, d_1 por Bernoulli es:

$$Z = d_1 \rightarrow \frac{Q^2}{2gb^2\ d_1^2} = d_1 \rightarrow \frac{0.0238}{d_1^2}$$

d_1 = 0.112 m

La altura conjugada de acuerdo a la formula 12 – 44

$$d_2 = 0.56(-1-\sqrt{1+\frac{8x0.684^2}{9.8x0.112^3}}) = 0.87$$

Como:

0.87 < 1.90 el resalto está completamente sumergido.

La longitud necesaria según la fórmula 12 – 49 sería:

L = 2.5 (1.9 x 0.87 – 0.112) = 3.85 ~ 4 m.

En el momento de abrir la compuerta de lavado, todo el caudal debe irse por ella sin que nada entre al canal. O sea que el calado en el canal no debe ser mayor de 0.9 m.

El coeficiente de rugosidad debido a la presencia de piedras en el fondo puede tomarse como igual a **n = 0.025**. Supongamos que el ancho del canal se escoge igual a b = 1 m. Tenemos entonces:

A = 0.9 P = 2.8R = 0.321 V = 3.11 m/s

La gradiente necesaria para el canal es según la fórmula 12 – 23:

$$J = \frac{9.7x0.000625}{0.22} = 0.0256$$

Si la gradiente del río es superior a este valor, quiere decir que está bien. Si es inferior entonces hay que aumentar el ancho del canal o levantar el fondo del desrripiador a ambas cosas.

Hay que comprobar también que en el primer instante en que la compuerta se abre, tenga una capacidad mayor de Q = 2.8 m^3/s para que el desrripiador pueda vaciarse hasta el calado de d = 0.90 m, que se tiene para el canal.

Tenemos que la compuerta no trabaja sumergida y que para la relación a/H = 0.9/1.90 = 0.475 el coeficiente (véase Tabla 12-1) e = 0.641.

Tenemos entonces que el caudal que sale al abrir la compuerta es, según la fórmula 12 – 1, igual a:

Q = 0.97 x 0.641 x 0.9 x 1 x 4.43 1.9 – 0.641 x 0.9

Q = 2.86 m^3/s

Este valor es superior a 2.8 m^3/s, y por lo tanto sería aceptable. Sin embargo el vaciado sería lento. Supongamos que el desrripiador tenga unas dimensiones de 15 m de largo, 3 m de ancho y se vacíe desde la profundidad de 1.9 m hasta 0.9 m. O sea que debe desalojarse un volumen de 45 m^3. Asumiendo que todo es evacuado por la compuerta y que el caudal varía linealmente de 2.86 m^3/s a 2.86 m^3/s, tendríamos que el tiempo necesario sería:

$$\frac{45x2}{2.86 - 2.80} = 1.500 \text{ segundos} = 25 \text{ minutos}$$

Es por lo tanto preferible abrir la compuerta a un valor superior a a = 0.9 m

5.1.1.4 Transición

El agua sale del desrripiador por medio de un vertedero ancho y con poco calado pasado a un túnel o canal que generalmente tiene una sección más estrecha y más profunda. Por lo

tanto es aconsejable intercalar entre los dos una transición, es decir una estructura en la cual este cambio de sección se hace en forma gradual a fin de conseguir que la pérdida de carga sea mínima.

De acuerdo al Bureau of Reclamation se recomienda que al ángulo máximo entre el eje del canal y una línea que une los lados de la transición a la entrada y a la salida no exceda de 12,5º. Esto permite determinar la longitud de la transición.

$$L = \frac{b_1 - b_2}{2tg\ 12.50}$$

Siendo b_1 y b_2 los anchos mayor y menor respectivamente.

Para disminuir las pérdidas conviene no dejar cambios de dirección bruscos y por esto se procura redondear las esquinas. Todavía mejor es hacer una transición en curva compuesta de arcos de círculo tangentes a la entrad a y a la salida a las alineaciones del canal. Este reduce considerablemente las pérdidas aunque también encarece la construcción.

Las pérdidas de energía que se producen en una transición se deben a la fricción y al cambio de velocidad. La primera es pequeña y puede ser despreciada en cálculos preliminares.
La segunda es una función de la diferencia ente las cargas de velocidad.

La pérdida en la superficie de agua está dada por las formulas:

Z = (1 + C) h

Siendo:

$h = \frac{V_1^2 - V_2^3}{2g}$; y el coeficiente C_1 dado por la tabla siguiente (Bibl. 5 - 12)

Tipo de transición	**C_1**
En curva	0.10
Con cuadrante de círculo	0.15
Recta	0.30

La forma de cálculo se indica en el ejemplo siguiente:

EJEMPLO NO. 5 – 3

Supongamos que un caudal de Q = 2.8 m^3/s sale del desrripiador por un vertedero de b_1 = 2.4 m de ancho (Ejemplo No. 5 – 2) y pasa a un túnel de b_2 = 1.30 m de ancho (Ejemplo No. 7 – 6) debiendo las dos secciones ser unidas con una transición.

La longitud mínima de la transición está dada por la fórmula 5 – 2

$$L = \frac{2.40 - 1.30}{2x0.222} = 2.48m - 2.50m$$

A la transición se le dará la forma de dos arcos de círculo tangentes.

A la entrada y a la salida, como se muestra en la figura No. 5 – 2

Tenemos por triángulos semejantes ABC y CDE

$$\frac{R\cos\alpha}{L/4\cos\alpha} = \frac{L}{Ltg\alpha}$$

O sea que el radio de curvatura es igual a:

$$R = \frac{L}{2sen2\alpha} = 1.183L$$

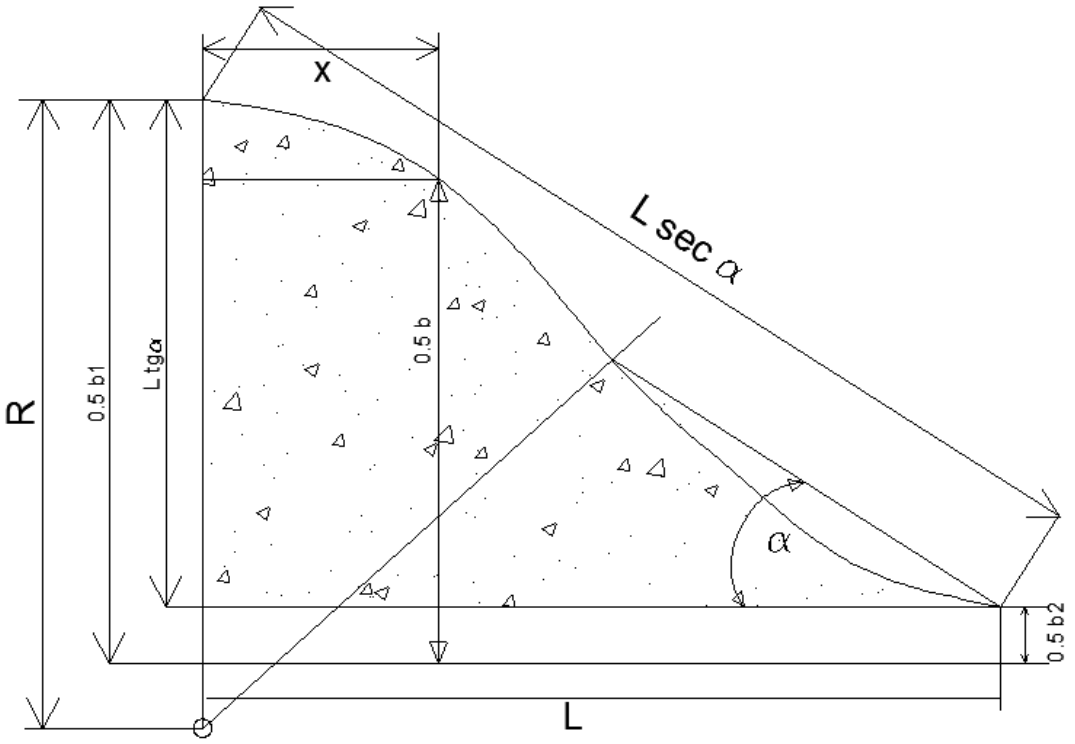


FIGURA 5 - 2

Para nuestro caso:

R = 2.96 m

Los anchos b están dados por:

Para la primera mitad de la transición:

0.5 (b_1 b) = Ltgα - (R - $\sqrt{R^2 - X^2}$)

Para la segunda mitad de la transición:

0.5 (b – b_2) = R - $\sqrt{R^2-(L-X)^2}$; siendo b_2 el ancho menor de la transición y X la distancia desde el principio de la misma.

Para el cálculo dividimos la transición en cinco partes y tenemos los siguientes anexos.

X	X^2	$(L-X)^2$	√	R-√	0.5(b-b_2)	b
0	0.00		2.96	0.00	0.555	2.40
0.5	0.25		2.92	0.04	0.515	2.32
1.0	1.00		2.78	0.18	0.375	2.04
1.5		1.00	2.78	0.18	0.180	1.66
2.0		0.25	2.92	0.04	0.040	1.38
2.5		0.00	2.95	0.00	0.000	1.30

La estructura de las fórmulas 5-3 y 5-4 muestra que las pérdidas en la transición se anularían si las velocidades a la entrada y a la salida fueran iguales.

A la salida de la transición las condiciones son conocidas.

Calado d_2 = 1.61 m (ejemplo 7 – 6)

Ancho b_2 = 1.30 m

Área A_2 = $b_2 d_2$ = 2.093 m^2

Velocidad V_2 = 1.34 m/s

Carga $V_2^2/2g$ = 0.0913 m

Convendría por lo tanto poner a la entrada (ancho b_1 = 2.40) un calado tl que dé la misma área o sea d_1 = 2.093/2.40 = 0.872 m.

Esto no es posible pues:

H – Z = 1.0 – 0.1 = 0.90 > 0.872

Además, de acuerdo a la ecuación 12 – 10 debe cumplirse la condición.

$Y_2 > zo/0.7$

La velocidad de aproximación al vertedero a la entrada de la transición es:

$V = \frac{2.8}{1.9x2.4} = 0.614 m/s$; y la carga es 0.614^2 / 19.6 = 0.02 m

Entonces zo = 0.10+0.02 = 0.12 m

y Y_2 > 0.12/0.70 = 0.17 m ~ 0.20 m

o sea que el calado de agua, al comienzo de la transición no puede ser menos de:

$Y_3 + Y_2$ = 0.9 + 0.20 = 1.10 m

De aquí:

A = 2.40 x 1.10 = 22.64 m^2

V = 2.8 / 2.64 = 1.06 m/s

$V^2/3g$ = 0.0574 m

La pérdida en la superficie será:

z = (1 + 0.1) h = 1.1 (0.0913 -0.0574) = 1.1 x 0.0339

z = 0.0373 m

Se supone que esta variación de la superficie sigue dos curvas parabólicas tangentes entre sí en la mitad del tramo y tangentes a la horizontal a la entrada y a la salida de la transición.

Los valores de las pérdidas en lar superficies contadas desde un punto a la entrada de la transición están dados por las ecuaciones.

Para la primera mitad de la transición.

$$Zx = \frac{2zx^2}{L^2}$$

Para la segunda mitad de la transición.

$$Zx = z - \frac{2z(L-x)^2}{L^2}$$

x	zx	H=zx/1	$V^2/2g$	V	A	Z	Cota de fondo
0	0.	0.	0.05740	1.06	2.64	1.10	8.90
0.5	0.002984	0.002713	0.060113	1.085	2.58	1.11	8.89
1	0.011930	0.010851	0.68251	1.157	2.42	1.19	8.81
1.5	0.02555	0.025058	0.080458	1.256	2.23	1.34	8.66
2	0.3451	0.031196	0.086596	1.318	2.12	1.54	8.46
2.5	0.03730	0.033909	0.091309	1.338	2.09	1.61	8.39

En la tabla anterior, la cota del fondo se ha establecido dando un valor arbitrario e 10.00 a la cota del agua a la entrada de la transición.

Si se mira un corte longitudinal de la transición con el agua corriendo de derecha a izquierda se observa que el fondo tiene la forma de una S. para simplificar la construcción se puede trazar una recta tangente a la curva desde el comienzo a la transición.

Esto se hace especialmente cuando, como ocurre en ciertos casos, el fondo de la transición se eleva por encima de la cota que tiene al principio antes de bajar a su valor final.

Debe tomarse en cuenta que el cálculo es muy sensible a la línea de agua que se escoja pues un variación muy pequeña en esta afecta fuertemente a la línea de fondo.

El procedimiento indicado no es el único posible y pueden adaptarse otras condiciones para cualquiera de las variables.

Así por ejemplo, a continuación se resuelve el mismo caso para la condición de un calado constante para toda la transición, igual a **d = 1.60 m**

Los cálculos definitivos se presentan en la tabla siguiente:

X	b	A	V= $\frac{Q}{A}$	$\frac{V^2}{2g}$	h	Z=1.1 h	d - Z	Cota
0	2.40	2.84	0.730	0.027	0.000	0	1.60	8.40
0.5	2.32	3.72	0.752	0.029	0.002	0.0022	1.60	8.40
1.0	2.04	3.27	0.855	0.037	0.010	0.011	1.61	8.39
1.5	1.66	2.66	1.053	0.057	0.030	0.033	1.63	8.37
2.0	1.38	2.21	1.267	0.082	0.055	0.0605	1.66	8.34
2.5	1.30	2.08	1.340	0.91	0.064	0.0704	-1.67	8.33

5.1.1.5 Regulación de la creciente

Se supone que cerca de una toma vivirá un guardián quien tendrá instrucciones para cerrar la compuerta de admisión en época de crecientes.

Sin embargo, la creciente puede ocurrir durante la noche o ser demasiado rápida y no dejar tiempo al guardián para que haga algo, o éste puede estar ausente, enfermo o inhabilitado por cualquier otro motivo.

Por esto, para la seguridad del canal, toda toma debe diseñarse en tal forma que pueda por sí sola permitir el paso de la creciente máxima sin sufrir ningún daño.

Estando calculadas las obras de captación par el estiaje, quedan definidos las cotas y los anchos de todos los vertederos y canales, se procede entonces a comprobar los niveles de agua en creciente.

Se acepta que en creciente el canal trabajará con una cierta sobrecarga, ente el 10% y el 20% del caudal de diseño y se calcula el calado correspondiente. La compuerta de admisión, que debe dejarse en tal posición que en estiaje el agua pasa pocos centímetros por debajo, se sumerge con el aumento de calado y se transforma en orificio originando una perdida de carga adicional. Igual cosa sucede con la reja de entrada. Las pérdidas de carga adicionales que se producen, hacen que el aumento de caudal en el canal sea muy pequeño en comparación con el aumento de caudal en el río.

Muchas veces hay un túnel a continuación de las obras de toma. Siendo el túnel u conducto cerrado, su capacidad disminuye a partir del calado correspondiente al caudal máximo y esto produce una sobre elevación de agua adiciona que es muy efectiva para la regulación de las crecientes.

Sumando todas las pérdidas de carga producidas en las obras de captación se puede encontrar la carga de agua que habrá sobre el azud y por lo tanto el caudal Q_1 que pasa sobre este.

Independientemente, a base de datos hidrológicos se calcula la creciente máxima Q_2 y se la compara con el valor Q_1 anterior.

Si Q_2 es menor que Q_1 quiere decir que en realidad el porcentaje de exceso de caudal en el canal es demasiado alto y la cantidad que entra es menor que la asumida.

Si Q_2 es mayor que Q_1 quiere decir que la regulación proporcionada por la compuerta y por las rejillas es insuficiente y al canal está entrando un caudal mayor que el admisible asumido.

Debe entonces buscarse una regulación adicional que puede ser un vertedero de excesos situado en una pared entre la compuerta de admisión y la entrada al túnel y que lleva el agua de regreso al río.

Pueden empelarse también pantallas adicionales de hormigón armado sobre el nivel del agua en estiaje y que se transforman en orificios en creciente.

De todos modos hay que comprobar que durante la creciente la cota del agua en el río abajo del azud no sea superior a la cota de la cresta del vertedero de excesos. De ser así el agua, en vez de salir, se metería desde el río hacia la conducción.

De ser este el caso, las estructuras de regulación deben trasladarse a lo largo del canal hasta que adquieran una cota suficientemente alta sobre el río.

EJEMPLO No. 5 – 4

Se tiene una toma con un azud de 80 m de largo que capta un caudal de Q = 2.8 m^3/s con obras descritas en los ejemplos anteriores 1, 2 y 3. A continuación hay un túnel cuyas características están descrita en el ejemplo No. 7-7 y de 300 m de longitud seguido de un canal de sección rectangular.

Se admite que en creciente entra el canal un caudal mayor de 20% que el diseño o sea Q = 3.36 m^3/s y que para caudales mayores se sumerge y trabaja a presión.

La gradiente necesaria para que trabaje a sección llena se calcula con el valor dado por el gráfico No. 3.

$$\frac{Qn}{b^{8/3}J^{1/2}} = 0.62 = \frac{3.36x0.015}{1.97xJ^{1/2}}$$

J = 0.0017

La gradiente geométrica del túnel es 0.00120 i = 0.0012

La sobre elevación se produce sobre la clave del túnel en la superficie del agua será (0.0017 – 0.0012) 300 = 0.15 m.

Esta sobre elevación se produce sobre la clave del túnel que está a 1.94 m de la solera o sea que la profundidad del agua a la entrada del túnel es 1.94 + 0.15 = 2.09 m, siendo el calado normal (ejemplo 5-3) igual a 1.60 m, el aumento de profundidad en creciente es de 2.09 – 1.60 = 0.49m.

Con esto la compuerta de admisión se sumerge y pasa a trabajar como orificio con una carga Zo. Tenemos de acuerdo a la formula 12 – 4.

3.36 = 0.68 x 1.6 x 1.29 x 4.42 $\sqrt{Zo}$

Z = Zo - $\frac{V^2}{2g}$ 0.295 – 0.03 = 0.26 m

Conociendo el calado antes de la compuerta se puede calcular la pérdida en la transición en creciente encontrándose que este valor disminuye un poco y es igual a 5 cm. La pérdida en el vertedero del desrripiador disminuye también a 8 cm.

En cambio la reja de entrada se transforma de vertedero sumergido a orifico. Tenemos:

3.36 = z 1.0 x 2.8 x 4.42 - $\sqrt{Zo}$

c = 0.648 Z = 0.18 m

Sumando todas las perdidas (véase figura 5-3) llegamos a la cota de agua antes de la reja igual a 10.98. Al estar la cresta del azud en la cota 10.20 se tiene una carga de H = 0.78 y el caudal correspondiente de acuerdo a la formula 12 – 6 igual a Q = 2.2 x 30 x 0.78^{32} = 45.5 m^3/s.

Con los 3.36 m^3/s que entran a la conducción, el caudal total traído por el río será de 48.86 m^3/s.

Si el caudal del río en creciente fuera igual o menos que este valor, el cálculo termina con esto. Si el caudal del río fuera mayor, quería decir que la regulación es insuficiente.

Supongamos que cálculos hidrológicos nos dan un valor de creciente igual = Q = 2,00 m^3/s. Para regular el caudal que entra a la captación se puede dejar un vertedero en la pared del desrripiador de 5 m de ancho y cuya cresta estarían unos 2 cm por encima del nivel normal de agua o sea en la cota 10.12. Esto quiere decir que en creciente la carga sobre el vertedero sería de 0.68 m y el caudal evacuado sería: Q = 2.2 x 5 x $0.68^{3/2}$ = 6.17 m^3/s.

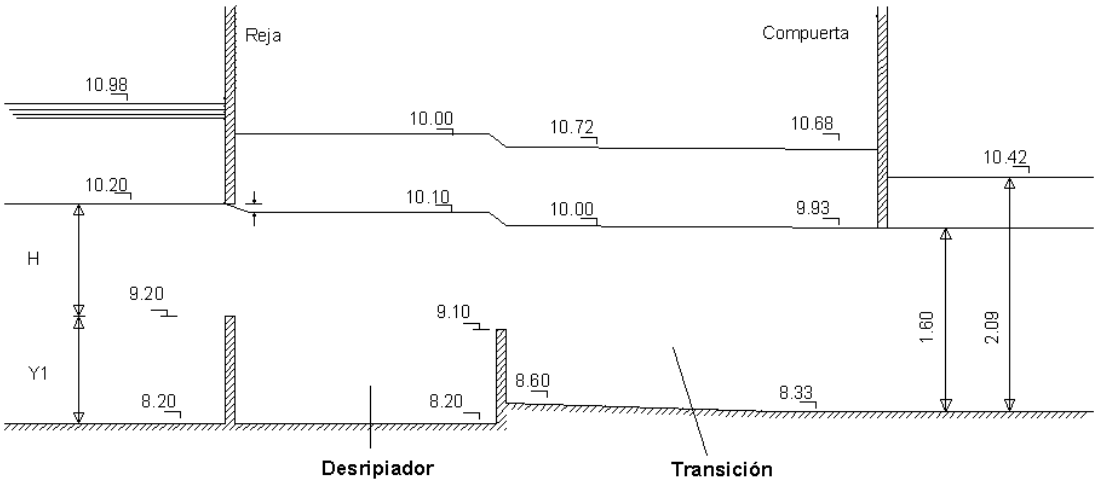


FIGURA 5 - 3

El caudal que pasa por la reja sería

6.17 – 3.36 = 9.53 m^3/s

La pérdida de carga necesaria en la reja será, asumiendo c = 0.6

9.53 = 0.6 x 2.82 x 1 x 4.42 $\sqrt{Zo}$

Zo = 1.64 m

Profundidad de agua antes de la reja

1.64 + 0.080 – 8.20 = 4.24 m

Sección 4.24 x 4.10 = 17.3 m^2

Velocidad de aproximación: V = 9.53 / 17.3 = 0.55 m/s

$V^2/2g$ = 0.0155 ~ 0.02

Z = 1.64 – 0.02 = 1.62 m

Comprobamos si el valor asumido de c = 0.5 es correcto

H = 1.64 + 10.80 – 9.20 = 3.24 m

a/H= 1/3.24 = 0.31

c = 0.95 x 0.626 = 0.596 esta bien

Entonces calculamos el caudal que pasa por el azud

Carga = 1.64 + 10.80 – 10.20 = 2.24 m

Q = 2.2 x 30 x $2.24^{3/2}$ = 221 m^3/s

Sumando lo que entra por la reja tendríamos

Q = 230,53 m^3/s

Como este valor es superior al de la creciente quiere decir que el exceso que entra a la captación es menor del 20%. Se podría por lo tanto subir un poco la cresta del vertedero o disminuir su ancho.

5.1.1.6 Calculo del azud – forma del vertedero

Por razones de estabilidad se había optado por dar a los azudes un perfil trapezoidal ligeramente redondeado para facilitar el paso del agua.

En la lamina de agua que pasa por el vertedero, la curvatura de los filetes líquidos se traduce en fuerza centrífuga y alteración de presiones que dejan de ser hidrostáticas.

Al pie del paramento inferior el efecto de la curvatura produce un aumento notable de presiones, lo que acrecienta la estabilidad de la obra sin que el desgaste de la superficie del paramento debido a la velocidad y presión sea de cuidado.

En la parte superior del paramento aguas abajo se produce en cambio una notable disminución de presión, y esto a su vez aumenta el coeficiente de descarga.

En lo que concierne a la estabilidad, si bien ciertas presas resultan perfectamente estables aún con depresiones fuertes, otras de perfil diferente, por circunstancias accidentales en la descarga durante una creciente como por ejemplo el paso de los cuerpos flotantes, pueden ocasionar intempestivas de aire debajo de la lámina vertiente haciendo que esta se despegue y se vuelva a pegar alternadamente engendrando así vibraciones peligrosas para la estructura y muchas veces cavitación.

Consiguientemente es conveniente reducir la presión sobre el cimacio (parte superior del parámetro) pero adoptando un perfil tal que éste sometido a una presión casi nula en todos sus puntos. Esto es lo que ha tratado de conseguir Creager con el perfil que lleva su nombre.

Tenemos que la fórmula general (12-6) para un vertedero es

$Q = Mb\ Ho^{1/2}$

La altura de agua sobre la cresta del vertedero según Bazin es

$d = 0.69\ Ho$

La velocidad del agua sobre la cresta, es horizontal y tiene por expresión:

$$Vh = \frac{Q}{bd} = \frac{Mb \quad Ho^{3/2}}{0.69\ b\ Ho} = \frac{M}{0.69} = Ho^{1/2}$$

La velocidad vertical producida por la acción de la gravedad sabemos por mecánica que es

$$Vv = \sqrt{2gY}$$

Siendo Y la distancia vertical de recorrido. Sabiendo también que

$X = V_h t$ $\qquad$ $Y = \frac{gt^2}{2}$

Podemos obtener la ecuación de la trayectoria

$$Y = \frac{gX^2}{2V_h^2}$$

Y reemplazando el valor de la velocidad horizontal se tiene:

$$Y = \frac{2.33}{M^2} = \frac{X^2}{Ho}$$

El valor del coeficiente es M = 2.21 para este tipo de perfil hidrodinámico. Por lo tanto:

$$Y = \frac{0.48 \quad X^2}{Ho}$$

El perfil Creager ha sido calculado teórica y experimentalmente por varios investigadores.

La ecuación de la parte inferior de una lámina libre de agua está dada por

$$\frac{Y}{Ho} = 0.5\left(\frac{X}{Ho}\right)^{1.85}$$

Según fue comprobado por Bradley.

Se comprobó más tarde en la ecuación general

$$\frac{Y}{Ho} = K\left(\frac{X}{Ho}\right)^n$$

Que los valores de K y n no son constantes sino funciones de la velocidad de aproximación y de la inclinación del paramento aguas arriba.

Su variación se puede encontrar en el libro Small Dans, editado por el Burau of Reclamation de los Estados Unidos en 1961.

No obstante, para primera aproximación, es posible calcular el perfil del azud a base de tablas. A continuación se presenta la tabla Nº 5.1 con los valores calculados por Ofizeroff. (Bibl. S – 5)

La tabla ha sido calculada para Ho = 1m. De ser Ho diferente las abscisas y ordenadas deben ser multiplicadas por Ho.

Tabla No. 5-1

COORDENADAS DE PERFIL CREAGER – OFIZEROFF PARA Ho = 1

X	Ordenada inferior de la lámina	Ordenada del azud	Ordenada superior de la lámina
0	0.126	0.126	-0.831
0.1	0.036	0.036	-0.803
0.2	0.007	0.007	-0.772
0.3	0.000	0.000	-0.740
0.4	0.007	0.006	-0.702
0.5	0.027	0.025	-0.655
0.6	0.063	0.060	-0.620
0.7	0.103	0.098	-0.560
0.8	0.153	0.147	-0.511
0.9	0.206	0.198	-0.450
1.0	0.267	0.256	-0.380
1.1	0.355	0.322	-0.290
1.2	0.410	0.393	-0.219
1.3	0.497	0.477	-0.100
1.4	0.591	0.565	-0.030
1.5	0.693	0.662	+0.090
1.6	0.800	0.764	+0.200
1.7	0.918	0.873	+0.305
1.8	1.041	0.987	+0.405
1.9	1.172	1.108	+0.540
2.0	1.310	1.235	0.693
2.1	1.456	1.369	0.793
2.2	1.609	1.508	0.975
2.3	1.769	1.654	1.140
2.4	1.936	1.804	1.310
2.5	2.111	1.960	1.500
2.6	2.293	2.122	1.686
2.7	2.482	2.289	1.880
2.8	2.679	2.463	2.120
2.9	2.883	2.640	2.390
3.0	3.094	2.824	2.500
3.1	3.313	3.013	2.70
3.2	3.539	3.207	2.92
3.3	3.772	3.405	3.16
3.4	4.013	3.609	3.40
3.5	4.261	3.818	3.65
3.6	4.516	4.031	3.88
3.7	4.779	4.249	4.15
3.8	5.049	4.471	4.40
3.9	5.326	4.699	4.65
4.0	5.610	4.930	5.00

El valor del coeficiente M 0 2.21 es válido para el paramento vertical y para un caudal que pasa con una carga Hod que se ha utilizado para el diseño. Cuando el valor de Ho es diferente, el coeficiente M debe ser también corregido y lo valores de corrección según Ofizerov par el paramento vertical están dados en la tabla No. 5 – 2 (Bibl. 6 – 1).

Tabla 5 -2

Ho/Hod	Corrección
0.2	0.842
0.4	0.842
0.6	0.940
0.8	0.973
1.0	1.000
1.2	1.024
1.4	1.045
1.6	1.064
1.8	1.082
2.0	1.099

El valor del coeficiente M = 2.21 es válido solamente cuando la descarga es libre. En el caso de sumergirse el azud, el coeficiente M debe ser multiplicado por un factor de corrección S (véase el apéndice) cuyos valores obtenidos de Komov (Bibl. 12-3) están dados en la tabla No. 5-3 presentada a continuación.

Este tipo de perfiles tienen por lo general un coeficiente de estabilidad al volcamiento más alto del necesario, o sea que hay un pequeño exceso de materiales. Por este motivo se utilizan a veces los perfiles de "vacío" es decir aquella en lo que la línea del azud está un poco por debajo de la línea inferior de agua. Los perfiles de vacío dan un ahorro en volumen de hormigón del 15% a 20% y coeficientes M ligeramente mayores. Sin embargo debido a la posibilidad del fenómeno de cavitación y vibración s uso ha sido bastante limitado.

El Ing. Leopoldo Escande, director de la Escuela Nacional Superior de Electrotecnia e Hidráulica de Tolosa ha ideado un sistema para evitar este fenómeno.

Tabla No. 5 – 3

VALORES DEL COEFICIENTE DE SUMERSIÓN S PARA VERTEDEROS DE PERFIL HIDRODINÁMICO

$\frac{h_n}{H}$	S	$\frac{h_n}{H}$	S	$\frac{h_n}{H}$	S	$\frac{h_n}{H}$	S
0.40	0.990	0.66	0.930	0.80	0.790	0.94	0.449
0.45	0.986	0.68	0.921	0.82	0.756	0.95	0.412
0.50	0.980	0.70	0.906	0.84	0.719	0.96	0.369
0.55	0.970	0.72	0.889	0.85	0.699	0.97	0.318
0.60	0.960	0.74	0.869	0.86	0.677	0.98	0.254
0.62	0.955	0.75	0.858	0.88	0.629	0.99	0.138
0.63	0.950	0.76	0.846	0.90	0.575	1.00	0.000
0.65	0.940	0.78	0.820	0.92	0.515		

Consiste en hacer a lo largo de todo el cimacio una fisura que desemboca en un colector conectado a la corriente aguas abajo, por medio de un tubo de aspiración. Se ha comprobado que con esto, los filetes líquidos permanecen pegados a la pared.

Otra posibilidad de diseñar el perfil Creager para una carga Ho_1 menor que la máxima Ho. Dentro de los límites establecidos, el flujo permanece estable, sin vibraciones, desprendimientos ni entradas de aire.

En el límite para Ho_1 = 0.6 Ho, el coeficiente de gasto alcanza el valor de M = 2.40 lográndose una ganancia del 9% en la capacidad de evacuación de la estructura en comparación con el perfil Creager normal.

La tabla que da las coordenadas del azud sirve para paramentos verticales pero si el ángulo es diferente de 90º es necesario utilizar también una tabla diferente. En ciertos casos conviene poner paramentos inclinados generalmente a 45º con el objeto de aumentar la superficie de cimentación del azud. Esto se hace cuando los suelos que forman el cauce del río tienen la resistencia necesaria.

ESTABILIDAD DEL AZUD

Es poco frecuente el caso de azudes apoyados en roca y por lo general el lecho del río está formado por arena, grava o arcilla.

Es necesario por lo tanto comprobar la estabilidad del azud es decir asegurarse que las fuerzas a que está sometido no produzcan hundimientos, deslizamientos o volcamientos.

Para un predimensionamiento, Popov recomienda que la relación entre el ancho del azud **b** y la carga **z** que actúe sobre el mismo esté dada por la taba 5-4 siguiente:

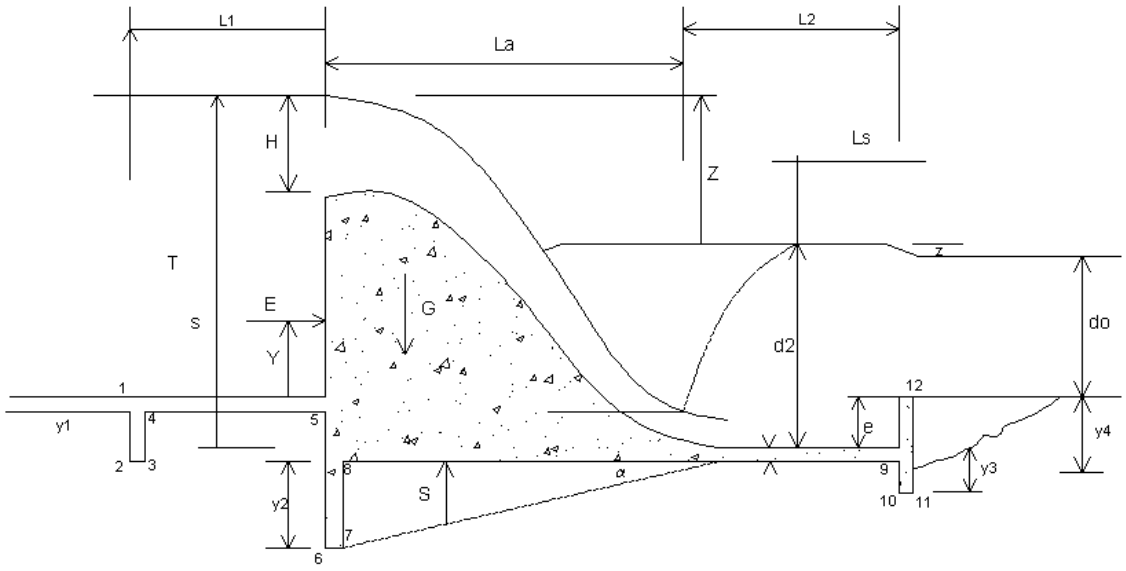


FIGURA 5 - 4

TABLA No. 5 – 4

Material del cauce	La/z
Arcillas	2.75 – 3.00
Franco arcilloso	2.50 – 2.75
Limo y arena	2.25 – 2.50
Grava y canto rodado	2.00 – 2.25

Conocidas las dimensiones del azud es necesario comprobar la estabilidad del mismo.

Generalmente el azud está separado del zampeado con una junta de construcción y por esto el cálculo de éste se hace independientemente.

Las fuerzas consideradas son el empuje del agua E, el peso propio G, y la subpresión S.

Dada la forma del azud que hace que el agua pase sobre él prácticamente sin ejercer ninguna presión, no se considera en el cálculo el agua que vierte sobre el vertedero.

Tenemos que el empuje del agua es contrarrestado por las fuerzas de rozamiento iguales a:

R = (G – S) F **5-10**

Siendo **f** el coeficiente de fricción del hormigón sobre el suelo húmedo.
Según Popov, los valores de **f** que pueden servir de orientación son los siguientes:

TABLA No. 5 – 5

Roca	0.6 – 0.7
Grava	0.5 – 0.6
Arena	0.4 – 0.5
Limo	0.3 – 0.4
Arcilla	0.2 – 0.3

El coeficiente de estabilidad al deslizamiento está dado por

$$K_d = \frac{(G - S) f}{E} \qquad 5\text{-}11$$

y se lo toma generalmente entre 1,2 y 1,4

En realidad este cálculo es casi innecesario porque todos los azudes tienen un dentellón que los ancla al terreno. En otras palabras, para que el azud se deslice debería primero fallar por corte el dentellón y esto, si estuvo bien construida la obra, no puede suceder.
Puede también producirse el caso de un deslizamiento de las obras por falla del terreno a lo largo de una superficie que, por simplicidad de cálculo, se asume plana.
Tenemos que a las fuerzas antes indicadas se añade el peso del terreno dado por:

$$T = \frac{W Y_2^2 ctg\alpha}{2} \qquad 5\text{-}12$$

Expresión de la cual:
Y_2 = profundidad del dentellón
W = peso especifico del terreno
α **=** ángulo de la superficie de deslizamiento con la horizontal

Las fuerzas que tiendan a producir el movimiento por corte del terreno, paralelas al plano de deslizamiento son:
$F = E \cos \alpha - G \sin \alpha - T \sin \alpha$
Las fuerzas normales al plano son:
$N = E \sin \alpha + G \cos \alpha - S \cos\alpha + T \cos\alpha$
Para que haya estabilidad debe cumplirse la condición de que $\sum F < f \sum N$
o sea:
$k = f\sum N / \sum F \qquad 5\text{-}13$

El análisis debe hacerse para varios valores de "α" hasta encontrar el menor valor de k que debe ser mayor que 1,20. Si esta condición no se cumpliera habría que aumentar la profundidad del dentellón o sea el valor Y_2.

Generalmente un azud que resiste al deslizamiento es estable pero puede comprobarse también el volcamiento.
El coeficiente de estabilidad al volcamiento dado por:

$$Ky = \frac{GX_1}{EY + SX_2} \qquad 5\text{-}14$$

Varía entre 1,2 y 1,5

Los valores X_1, X_2 y Y son las distancias de las correspondientes fuerzas al centro de momentos.

Deben comprobarse también los esfuerzos del suelo que están dados por:

$$S = \frac{G - S}{A} + \frac{Mo}{W}; \qquad 5\text{-}15$$

Siendo:

Mo = la suma de los momentos respecto al centro de la fundación

A = Área de la fundación

W = $L_a^2/6$ momento resistente de la fundación

DISIPACIÓN DE ENERGÍA

Siempre que un río es interrumpido con una estructura como dique, se crea una diferencia de energía aguas arriba y debajo de la misma que actúa sobre el material del cauce erosionándolo y pudiendo poner en peligro las obras. Debe por lo tanto protegerse el cauce disipando la energía antes de que llegue el cauce no protegido y el tipo de estructura utilizado depende de una serie de factores entre los que están:

1. Caudal del río
2. Diferencia de nivel creada por la estructura
3. Condiciones hidráulicas del río
4. Tipo del material del cauce
5. Materiales de construcción disponibles

Los tres primeros puntos se combinan en uno solo que es la energía que contiene el agua y que puede erosionar el cauce. Así tenemos que un pequeño caudal cayendo de una gran altura puede ser mucho mas destructivo que un gran caudal cayendo desde una pequeña. También es frecuente el caso en el cual para caudales grandes el calado aguas abajo del río aumenta hasta llegar a sumergir la obra, con lo cual las posibilidades de erosión disminuyen y son mucho más peligrosas las condiciones con caudales menores. En lo que se refiere al cauce, es obvio que las obras tienen que ser tanto más seguras cuanto menos estable es el material. Un cauce de roca, prácticamente no necesita protección mientras que en el caso de arena fina no se puede permitir ninguna energía residual. Un cauce de canto rodado sería un caso intermedio. El tipo de material usado, sea mampostería de piedra u hormigón, determina a su vez la forma de la estructura a diseñarse.

Cualquiera que sea el tipo de estructura empleada, la disipación de energía se consigue con la formación del resalto hidráulico. Como consecuencia, la alta velocidad al pie del azud se reduce a una velocidad lo suficientemente baja para no causar daño.
El cálculo de la disipación de la energía se consigue con la formación del resalto hidráulico. Como consecuentemente para no causar daño.

El cálculo de la disipación de la energía al pie de un azud se realiza en la forma siguiente:
Primero: se calcula el calado contraído d_{con} al pie del azud.
Si establecemos la ecuación de Bernoulli entre una sección aguas arriba del azud y otra que coincide con el calado contraído tenemos:

$$T_o = \frac{V^2 con}{2g} + d_{con} + hf$$

Siendo:

To = T + $V^2/2g$

T = Altura desde el nivel aguas arriba del azud hasta la solera del zampeado.

hf = $\sum K \frac{V^2 con}{2g} = pérdidas$

Entonces:

$$V_{con} = \frac{1}{\sqrt{1+\sum K}} \quad \sqrt{2g(To - d_{con}} = K\sqrt{2g(To - d_{con})}$$

Generalmente el zampeado con los muros verticales a los lados forma un cauce rectangular para el cual la fórmula se simplifica a:

$$d_{con} = \frac{q}{k\sqrt{2g(To - d_{con})}}$$

Ecuación que se resuelve con aproximaciones sucesivas, asumiendo como primer valor que d_{con} 0 dentro de la raíz.

El valor del coeficiente de pérdida puede tomarse:

k = 0.95 ÷ 0.85 para azud con compuertas sobre la cresta

k = 1 – 0.9 para azud sin compuertas

El calado d_o en el río es conocido para el valor de Q admitido y es igual también forzosamente al calado d_2 del resalto.

Podemos por lo tanto calcular a base del valor $d_o = d_2$ la conjugada d_1.

Se pueden presentar tres casos:

1) Si $d_1 > Wd_{con}$ el calado del río es insuficiente para detener el agua y el resalto es rechazado hacia abajo. Entre el resalto y la altura contraída se forma una curva de remanso D_3. La curva está limitada por los calados d_{con} y d_1 y su longitud puede calcularse a base de la ecuación de Bernoulli, o con cualquiera de las curvas de remanso.
2) Si $d_1 = d_{con}$ el resalto se forma inmediatamente a continuación del calado contraído. Este caso es una rara coincidencia.
3) Si $d_1 < d_{con}$ el resalto se sumerge y el calado normal del río se extiende hasta topar el azud.

El tercer caso es el que se trata de obtener. El primer caos es completamente indeseable, pues el tramo de la curva es de alta velocidad y habría que aumentar la longitud del zampeado con el consiguiente aumento de costo.

Una posibilidad de acortar la longitud del tramo es aumentar la gradiente hidráulica aumentando la rugosidad del zampeado.
Mucho mas efectivo es construir un colchón de aguas. El cálculo (véase la figura No. 5-4) que se realiza es el siguiente:

Se calcula el valor d_2 a partir del calado contraído haciendo
$d_{con} = d_1$
Si se tiene que $d_2 > d_o$ el resalto es rechazado.
Para que se sumerja necesitamos que:
$d_2 = > Y + d_o + Z_1$
Siendo Y el valor en el que se debe profundizar el colchón.
Por seguridad se pone:
$Y = kd_2 – (d_o + Z_1)$
Siendo:
Z_1 = la energía perdida ene. Paso del escalón y que muchas veces se desprecia.
K = es un coeficiente de seguridad que se toma de 1,10 a 1,20 cuando se desprecia Z_1.

Al hacer el colchón, aumenta el valor de T y por lo tanto hay que repetir el cálculo hasta que coincidan todos los valores.
Otra alternativa, en vez del colchón formado por una depresión en la solera, es construir un muro al final del zampeado que se calcula como un vertedero.

El resto del cálculo es igual al anterior.

Una modificación del colchón es suprimir el reborde del final y hacer que todo el zampeado vaya en contrapendiente que puede ser por ejemplo del 10%. De esta manera se facilita la evacuación del material sólido y la sección longitudinal del colchón se transforma de un rectángulo en un triángulo.

En todo caso hay que recordar que la disipación de energía se realiza por medio de un resalto que se produce solamente si hay un cambio de régimen de supercrítico en el zampeado a subcrítico en el río. Si es que para una creciente dada, el régimen del río es

supercrítico la disipación de energía por medio de un resalto es imposible y un colchón no tiene sentido.

Por este motivo el cálculo de la disipación de energía debe hacerse par diferentes caudales.

Debe indicarse que si la altura del agua, abajo del azud, es muy alta y el resalto se sumerge, el chorro que baja del azud puede continuar hacia aguas abajo como una fuerte corriente de fondo lo que puede ser peligroso para el cauce. Es conveniente en este caso terminar el azud con un deflector o colocar bloques en el zampeado con el objeto de obligar a que el agua se mezcle en toda la masa. Los bloques reducen la longitud existente entre el calado contraído al pie del azud y la iniciación del resalto. Además hacen que el agua que choca contra ellos se divida en varios chorros que a su vez chocan entre sí y forman una sola masa turbulenta. La forma, ubicación y dimensiones de los bloques deben ser encontradas experimentalmente aunque existe varias recomendaciones prácticas al respecto (por ejemplo véase Hydraulic Energy dissipators de Elvatorski).

EJEMPLO No. 5 – 5

Tenemos un azud de 3 m de alto y 40 m de ancho sobre el cual pasa una creciente de Q = 400 m^3/s. El calado normal en el río correspondiente a este caudal es d_o = 2,50 m. Se trata de diseñar un colchón de aguas al pie para disipar la energía.

Tenemos que la carga de agua sobre el azud se obtiene de la fórmula de vertederos.

$400 = 2.2 \times 40\ Ho^{3/2}$

$Ho = 2.75$ m

El calado contraído al pie del azud par q = 400/40 = 10 esta dado por:

$$d = \frac{10}{0.95x4.42\sqrt{5.75 - d}}$$

d = 1.10 m

Para que el resalto se produzca inmediatamente al pie del azud hacemos d_1 = d y calculamos la segunda conjugada.

$$d_2 = 0.55\left[-1+\sqrt{1+\frac{8x100}{9.8x1.1^3}}\right] = 3.7m$$

Como este valor es mayor que el calado normal, el resalto sería rechazado lo cual no es conveniente y se necesita profundizar el cauce para formar un colchón.
La profundidad del colchón estaría dada por:
Y = 1.15 x 3.7 – 2.50 = 1.75
Ponemos Y = 1.80 m

Recalculamos el nuevo calado contraído para la energía total igual a 2.75 + 3 + 1.80 = 7.55 m

Tenemos que d = 0.92 m
La conjugada del resalto da d_2 = 4.28 m

Como este valor es menor que la suma del calado normal mas la profundidad del colchón (1.80 + 2.50 = 4.30 m) quiere decir que el resalto se sumerge y la longitud del colchón no necesita ser mayor que la longitud del resalto.

PROTECCIÓN DE LAS ORILLAS

No es suficiente proteger el fondo sino que es necesaria además que las orillas del río no sean erosionadas. Por lo general se construyen muros a los lados de la estructura que se extienden paralelamente al río en toda la longitud del azud y del zampeado y que se meten en los barrancos aguas arriba y agua debajo de esta sobra. Estos muros de ala trabajan como muros de sostenimiento y deben ser diseñados para resistir la presión del agua y del terreno contra el cual se construyen.

Aguas abajo del zampeado, si las condiciones del terreno lo requieren, las orillas se protegen con gaviones. Estos consisten en canastas de alambre en forma de paralelepípedos que se rellenan con canto rodado grueso. Debido a su permeabilidad y flexibilidad no requieren en fundaciones y son por lo tanto una solución comparativamente poco costosa.

5.1.1.7 MOVIMIENTO DE AGUA BAJO LAS PRESAS

Los suelos que sirven de fundaciones a obras hidráulicas son permeables en la mayoría de los casos pues solamente suelos rocosos y arcilla compactas pueden ser considerados impermeables.

Debido a la presión del agua remansada por la presa, bajo ésta y por los dos lados se produce filtración. El agua al moverse por los poros del suelo ejerce presiones sobre las partes de la construcción que están en contacto con ella. A su vez estas partes de la construcción al limitar las regiones del movimiento del agua influyen tanto cualitativamente (sobre la dirección del flujo) como cuantitativamente (magnitudes de presiones, velocidades, caudales) sobre esta agua.

Una parte esencial del diseño consiste en la investigación de las condiciones de movimiento de las aguas subterráneas por debajo de la construcción hidráulica a fin de escoger las dimensiones y formas más racionales, económicas y seguras.

La teoría del movimiento de aguas subterráneas está todavía incompleta siendo el caso mejor estudiado el del flujo bidimensional a través de medios homogéneos. Casos mas generales se han estudiado solo esquemáticamente y suelen ser resueltos por medio de modelos hidráulicos.

Normalmente los azudes se construyen sobre suelos permeables y la sobre elevación del agua en el paramento superior produce filtración debajo de la presa. Es indispensable que la cantidad de agua que se filtra no sea excesiva, que la velocidad de salida sea pequeña para que no se produzcan la “tubificación” y que la subpresión que actúa sobre el zampeado no llegue a levantar ni a resquebrajarlo.

Estos resultados se consiguen alargando el recorrido del agua debajo del azud para disminuir la gradiente hidráulica. Con este objeto se puede aumentar la longitud del zampeado, revestir el río aguas arriba del azud o poner pantallas impermeables verticales (dentellones o tablaestacados) debajo de las fundaciones. Normalmente se hacen la tres cosas. Otra posibilidad es, en vez de disminuir la velocidad, hacerla inofensiva por medio de filtros y proveer el zampeado de drenes para disminuir la subpresión.

Por lo tanto en el cálculo de azudes uno e los primeros problemas que hay que resolver es la longitud necesaria y el espesor del zampeado para que la estructura funcione satisfactoriamente. Para esto existen varios métodos.

MÉTODO DE LA VARIACIÓN LINEAL DE LA PRESIÓN O MÉTODO DE BLIGH

Se asume que la gradiente hidráulica de las aguas subterráneas es constante a lo largo de todo el contorno de la fundación. Esta teoría fue publicada por Bligh en Londres en 1912 y lleva por eso su nombre aunque en conocida y aplicada por ingenieros de varios países antes de este año.

En el Método de Bligh se desarrolla la longitud total L de la fundación a lo largo de una recta y se dibuja la variación lineal de la presión desde la Z hasta la O siendo $Z = H_1 – H_2$. La longitud L es igual a 1 – 2- 3 – 4 – 5-6-7-8-9-10-11-12 (Véase la Figura No. 5-4)

La gradiente hidráulica del agua subterránea, que se supone constante para todos los puntos, es Z/L.
Según la Ley de Darcy (1856)

$$V = K\frac{Z}{L}$$

Siendo V la velocidad de flujo subterráneo y K e coeficiente de permeabilidad del suelo.

Una excesiva velocidad arrastraría las partículas del suelo socavando la fundación y ocasionando con el tiempo el colapso de la estructura. Este fenómeno se conoce con el nombre de “tubificación” “tubulación” o a veces “sifonamiento”.

Por lo tanto la velocidad no debe pasar de ciertos límites. Despejando de la ley de Darcy, tenemos:

$$L = \frac{K}{V}Z = CZ$$

El coeficiente C depende de la clase de terreno y de la formula empleada y ha sido obtenido experimentalmente por varios autores.

Es decir que el fin buscado por el método de Bligh no es impedir la filtración sino alargar el recorrido de agua lo suficiente para conseguir una velocidad inofensiva.
Cumplida esta condición se calcula el espesor del zampeado tomando en cuenta que su peso debe ser mayor que la subpresión para que esta no lo pueda levantar y agrietar.

TABLA No. 5 – 6

VALORES DE COEFICIENTES "C"

Material	Bligh	Lane	Komov
Arenas finas y limos	15 – 18	7 – 8.5	8 – 10
Arnas comunes	9 – 12	5 – 6	6 – 7
Canto rodado, grava y arena	4 – 9	2.5 – 4	3 – 6
Suelos arcillosos	6 - 7	1.6 - 3	3 - 6

El espesor necesario del zampeado t está dado por:

$$t = \frac{h}{W - 1}$$

Siendo:

W = peso especifico del hormigón

h = subpresión en el punto considerado

se observa que el valor de t varía con la subpresión y que por lo tanto comienza con un valor grande y termina teóricamente en cero. Sin embargo se recomienda que e valor mínimo no sea nunca inferior a 30 cm.

Se recomienda también que el espesor que se obtenga sea multiplicado por un coeficiente de seguridad que puede variar entre 1, 10 y 1,35.

Al comienzo del zampeado el grueso debe ser suficiente para resistir el impacto del agua que baja desde el azud. De acuerdo a Taraimovich (Bibl. 5 – 10) este valor está dado por

$$t = 0.2\, q^{0.5}\, Z^{0.25}$$

Si se tiene tablaestacados o dentellones al comienzo y final de la fundación tal como se muestra en la Figura 5-4, el agua sigue la trayectoria 7-8-9 10 siempre y cuando la distancia 8-9 sea por lo menos dos veces mas que la profundidad 9-10.

Si el valor de 8 – 9 disminuye, entonces la trayectoria del agua pasa a ser 7 – 10 con la consecuencia del aumento de la gradiente hidráulica y de la velocidad.

O sea que si se tiene dos filas de tablasestacados y se clave ente ellas una tercera fila, se puede legar al resultado contradictorio y paradójico de disminuir la seguridad en vez de aumentarla.

MÉTODO DE FILTRACIÓN COMPENSADA O MÉTODO DE LANE

El método de Bligh asume que la permeabilidad del suelo es igual en el sentido vertical y horizontal. En realidad muy rara vez esto es así. Los suelos sedimentarios se forman por depósitos sucesivos de diferentes materiales y generalmente consisten en capas horizontales de diferente espesor y diferente permeabilidad.

Asumamos un suelo formado por varios estratos de espesores, L_1, L_2,, L_3, etc., siendo su espesor total:

$L = L_1 + L_2 + L_3 + \ldots\ldots$

Los coeficientes de permeabilidad de los estratos serán respectivamente: k_1, K_2, k_3, etc.

El ancho del suelo en consideración es b.
La dimensión normal al papel asumimos igual a unidad.

Si el flujo se produce perpendicularmente a la estratificación, aplicando la ecuación de Darcy tendremos:

$$Q = k_v b \frac{h}{L} \qquad\qquad q_a = k_1 \quad b\frac{b}{L_1}$$

La carga total es igual a la suma de las cargas parciales

$h = h_1 + h_2 + h_3 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots$

Reemplazando:

$$\frac{QL}{k_v b} = \frac{q_1 L_1}{k_1 b} + \frac{q_2 L_2}{k_2 b} + \ldots\ldots\ldots\ldots$$

o sea que tomando en cuenta que:

$Q = q_1 = q_2\ q_3 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots$

Tenemos:

$$\frac{L}{K_b} = \sum L/k$$

Despejando:

$$k_v = \frac{L}{\sum L/k}$$

Si el flujo se produce paralelamente a la estratificación tendremos:

$Q = q_1 + q_2 + q_3 + \ldots\ldots\ldots\ldots$

$q_1 = k_1 L_2 / b$

$h = h_1 = h_2 = \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots$

Reemplazando y despejado:

$$k_h = \frac{\sum kL}{L}$$

Para poder comparar el coeficiente de permeabilidad vertical k_v con el de la permeabilidad horizontal k_h asumamos que hay solamente dos capas de igual espesor $L_1 = L_2$.

Entonces:

$$k_v = \frac{2k_1k_2}{k_1 + k_2} \quad k_h = \frac{k_1 + k_2}{2}$$

Dividiendo la una expresión para la otra obtendremos:

$$\frac{k}{k_h} = \frac{4k_1k_2}{(k_1 + k_2)^2} = 1 - \left[\frac{k_1 - k_2}{k_1 + k_2}\right]^2 < 1$$

Como en la naturaleza los suelos siempre están estratificados y generalmente en sentido horizontal queda demostrado que el coeficiente de permeabilidad horizontal es siempre mayor que el vertical. O sea que se disipa mayor presión en el flujo vertical que en el horizontal.

Esto fue observado en 1914 por Griffith y en 1915 por Klinovich. En 1922 Pavlovski demostró teórica y experimentalmente que la permeabilidad vertical y horizontal no son las mismas. Según Pavlovski en la filtración vertical se disipa de 15 a 2 veces más energía y en ciertos casos este valor puede llegar a 6. Estos datos fueron comprobados en 1925 por Terzaghi.

Basándose en eso y en el examen de 336 presas Lane propuso en 1935 el valor de 3, es decir la relación:

$$L = \frac{1}{3}N + V \geq CZ$$

Siendo:

N = La longitud de contactos horizontales o que hacen un ángulo menor de 45º con la horizontal.

V = La longitud de contactos verticales o que hacen un ángulo mayor de 45º con la horizontal.

C = Un coeficiente propuesto por Lane y que depende del terreno.

Al calcular la disipación de la presión con el método de Lane se debe tomar en cuenta que la perdida de presión en los tramos verticales es igual a:

$$H_b = \frac{C}{V}$$

y en los tramos horizontales es igual a:

$$H_h = \frac{N}{3C}$$

De acuerdo a Komov la fórmula debería escribirse:

$L = N + KV \geq CZ$

k = 1,5 para un dentellón

k = 2,5 para dos dentellones

k = 3,5 para tres dentellones

Para el prediseño (véase 5-4), se recomiendan los siguientes valores (Grazianski – Construcciones Hidráulicas, 1961):

Y_1 = (0,5S – 0.80)Z

Y_2 = (1.00 – 1.5) Z

Y_3 = 0,3 Z per no menos de 1 m

L_1 = hasta 6 Z

L_2 = (2 – 3) Z

La distancia entre dentellones, tal como se indicó más arriba no debe ser menor que la suma de las longitudes de los mismos.

MÉTODO HIDRODINÁMICO

Este método fue propuesto por N.N. Pavlovski en 1922 y consiste básicamente en lo siguiente:

Las velocidades de filtración en un flujo bidimensional a través de un suelo isotrópico, de acuerdo a la Ley de Darcy, pueden ser representadas por las diferencias parciales.

$$Vx = -k\frac{Dh}{Dx} \qquad = -k\frac{Dh}{Dy}$$

siendo:

h = carga piezométrica en un sitio de coordenadas X, Y.

k = coeficiente de permeabilidad

Llamando potencial al producto u = kh, derivando y remplazando en la ecuación de la continuidad.

$$\frac{DVx}{Dx} + \frac{DVy}{Dy} = C$$

Obtenemos la expresión

$$\frac{D^2u}{Dx^2} + \frac{D^2u}{Dy^2} = 0$$

Que se llama ecuación de Laplace o Lapfaciano. Esta ecuación representa el movimiento de un líquido ideal que se produce con las líneas de flujo normales a las superficies de igual potencial o equipotenciales. Las líneas de flujo V pueden ser representadas con otro Laplaciano que es:

$$\frac{D^2V}{DX^2} + \frac{D^2V}{DY^2} = 0$$

La función que satisface la ecuación de Laplace se llama armónica, y la variación de las presiones está determinada por las propiedades de la función. La dirección de las líneas de flujo y de los equipotenciales depende de las condiciones marginales de cada caso, es decir del contorno de la estructura y de las capas geológicas impermeables.

A la entrada del agua se tiene que

$h = H_1$

Siendo H_1 la altura del agua sobre el suelo arriba de la estructura.

A la salida se tiene

$h = H_2$

A lo largo de los límites o contornos impermeables se tiene que la velocidad normal al contorno es cero, o sea:

$$Vn = -k\frac{dh}{dn} = 0 \qquad \frac{dh}{dn} = 0$$

Por lo tanto la resolución del caso consiste en encontrar la función armónica que puede satisfacer las condiciones marginales existentes.

El procedimiento de Paviovski se basa en la siguiente propiedad de las funciones:
"la parte real e imaginaria de una función analítica de la variable compleja son funciones armónicas en esa misma región".

Correspondientemente se encuentra una función compleja tal que la región física del suelo con los contornos formados por la obra hidráulica y los límites geológicos naturales se proyecta sobre otro plano modelo que cumple con los requisitos de la ecuación de Laplace. Este plano esta formado por un rectángulo en el cual las líneas de flujo están representadas por líneas horizontales equidistantes, las equipotenciales por líneas verticales, los márgenes impermeables por líneas horizontales superior e inferior y la entrada y la salida de agua por los lados verticales.

Las coordenadas en el campo físico existe están representadas en el plano.

$$Z = x + iy$$

Y las coordenadas en el campo básico rectangular por:

$$W = y + iv$$

Las dos campos se ilustran en la figura 5 -5

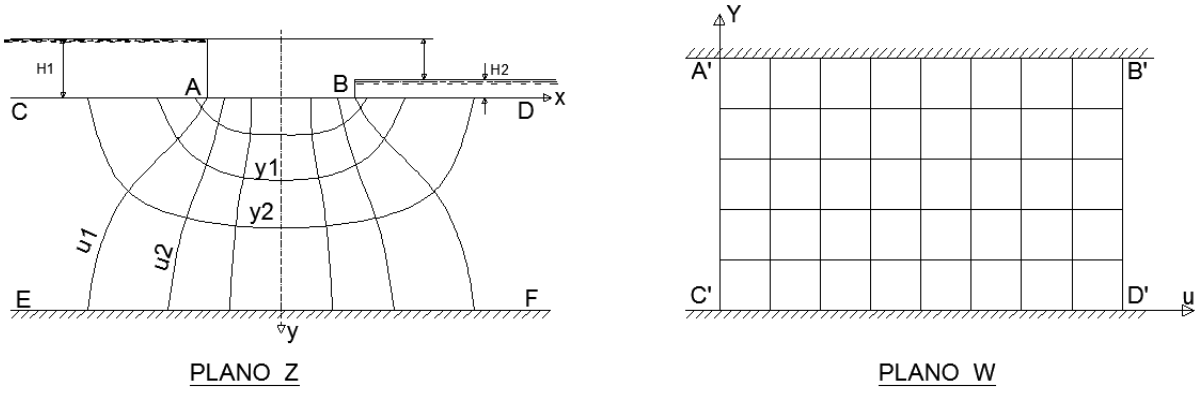


FIGURA 5 – 5

La transformación de una región cualquiera a otra puede ser muy difícil, pues las únicas regiones para las que existe representación conforme de tipo práctico son las limitadas por polígonos de un numero finito de vértices aunque uno de ellos puede estar en el infinito. Cualquier región limitada por un polígono puede ser transformada a un semiplano y viceversa, y, por medio del paso intermedio por el semiplano, una región poligonal puede ser

transformada en otra. Esto se realiza por medio de un procedimiento desarrollado por los matemáticos alemanes Schwartz y Christoffel.

El método de Pavlovski consiste en transformar tanto el perfil existente de la estructura hidráulica como el campo básico rectangular en un semicírculo de radio infinito. Este plano semi-infinito de coordenadas t = r + is sirve por lo tanto de eslabón de unión entre las dos fases del análisis.

EJEMPLO No. 5-6

Sea el caso de un azud de fundación plana apoyada sobre un suelo de espesor infinito tal como se indica en la Figura No. 5 – 6.

Se trata de encontrar las líneas de flujo y los equipotenciales que se producen en este caso.
La primera operación o sea el paso de la zona Z a la zona t es innecesaria por cuanto el caso de espesor infinito de capa permeable es matemáticamente idéntico al plano semi-infinito y por lo tanto Z = t.
Pasando ahora a la segunda operación tomamos la altura del rectángulo básico de la zona W igual al infinito pues al entrar y salir el agua normalmente a la superficie del suelo, equivale a suponer que se mueve paralelamente a los paramentos y los niveles de agua A y D pueden estar a cualquier elevación.

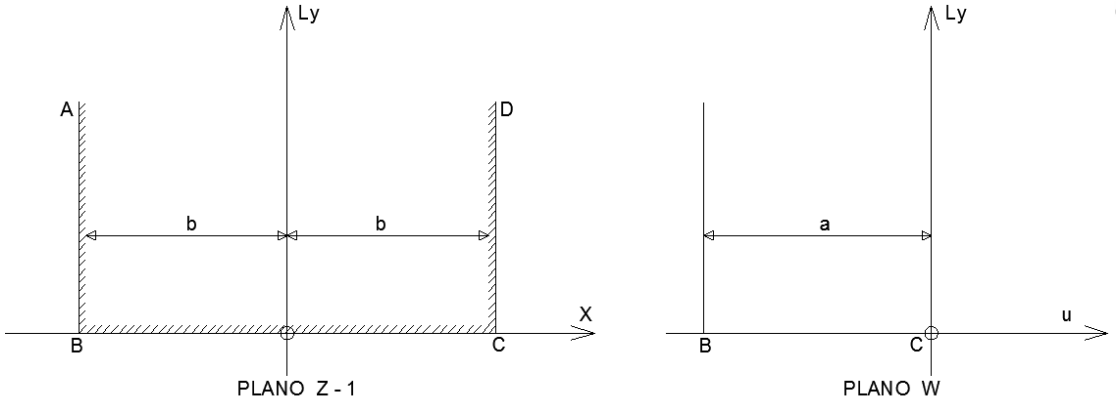


FIGURA 5 - 6

El recorrido del agua con el contorno a la izquierda será ABCD. Los puntos escogidos son todos vértices de la línea poligonal de contacto de la fundación con el suelo impermeable.

Según Schwartz Christoffel:

$$\frac{dw}{dz} = k[Z - X_1]\frac{A_1}{\pi} - 1[Z - X_2]\frac{A_2}{\pi} - 1$$

La ecuación tiene solo dos factores, pues sólo dos puntos B y C son finitos en el plano Z, estando los otros dos A y D en el infinito.

De la figura vemos que:

$X_1 = -b$

$X_2 = +b$

Los ángulos de deflexión de la corriente (considerados positivos cuando son antihorarios) son $A_1 = \pi/2$ y $A_2 = \pi/2$.

Entonces reemplazando valores:

$$\frac{dw}{dx} = K(Z+b)-1/2(Z-b)-1/2$$

$$W = K\int \frac{dz}{\sqrt{Z^2-b^2}} = Karcch\frac{Z}{b} + C$$

Coloquemos el rectángulo básico en tal forma que cuando

z = b, w = 0

Entonces:

$0 = K \text{ arc. ch } \frac{b}{h} + c$ c = 0

Cuando

z = - b w = - a

$- a = K \text{arc. Ch } (-1) = K (i\pi)$

$$K = -\frac{a}{i\pi} = \frac{ai}{\pi}$$

$$W = \frac{ai}{\pi} arc.ch\frac{Z}{b}$$

$$\frac{Z}{b} = ch\frac{\pi W}{ai} = \cos\frac{\pi W}{a}$$

$$\frac{Z}{b} = \cos W$$

Supongamos que $a = \pi$

$X + iy = b \cos (u + iv) = b (\cos u.ch\ v - i \sin u.shv)$

$x = b \cos u\ ch\ v$

$$y = b \sin u \, sh \, v$$

Elevando al cuadrado, sumando y restando, obtenemos las líneas flujo.

$$\frac{X^2}{b^2 ch^2 V} + \frac{Y^2}{b^2 sh^2 V} = 1$$

que son una familia de elipses, y las líneas equipotenciales

El método de Pavlovski es un ejemplo brillante de la aplicación de las matemáticas a los problemas de ingeniería. Pero, exceptuando un grupo de casos típicos y elementales, como el visto en el Ejemplo 5-6, las raíces en el denominador de la función d Schwartz – Christoffel conducen a integrales elípticas u otras de solución sumamente laboriosa. Por este motivo el método puramente analítico de Pavlovski no ha llegado a adquirir popularidad y se han preferido métodos aproximados.

Se observa que las líneas u y v no dependen ni del coeficiente de permeabilidad k ni de las presiones H_1 y H_2 sino solamente de la forma geométrica de los contornos impermeables. Por lo tanto dos redes hidrodinámicas serán geométricamente semejantes si lo son sus contornos. Gracias a esto se pueden utilizar valores ya calculados y tabulados para distintos casos particulares. Estas tablas de valores obtenidos por Pavlovski con sus discípulos y colaboradores como también por Khosla, de la India, se encuentran en libros especializados.

MÉTODO GRAFICO

El método más empleado es el gráfico diseñado por Forchheimer en 1911. Es el método más rápido de todos y estando la red de circulación bien trazada, el error respecto a la solución analítica no pasa del 5 por ciento.

El método consiste en lo siguiente:
Llamamos franja equipotencial al espacio entre dos equipotenciales contiguas y franja de flujo al espacio entre dos líneas de flujo. Sabemos que la superficie horizontal del terreno del lado de aguas arriba del azud representa una línea equipotencial correspondiente a la altura piezométrica H_1 y la de aguas abajo representa otra línea equipotencial correspondiente a la altura piezométrica H_2. La diferencia entre la dos es $Z = H_1 – H_2$.

Dividimos el espacio en n franjas por medio de equipotenciales trazados a mano libre o sea que la diferencia entre estas equipotenciales será H/n.

Se trazan ahora las líneas de flujo en tal forma que sean normales a las equipotenciales y formen cuadrados equivalentes con éstas. Se llaman cuadrados equivalentes o cuadrados curvilíneos en los que las medianas y diagonales son iguales y los lados se cortan haciendo ángulo recto.

En ángulos interiores de menos de 180º los cuadrados se transforman en pentágonos y en ángulos exteriores de más de 180º los cuadrados se transforman en triángulos.

Siendo el contorno de la fundación la primera línea de flujo y la base impermeable la última, las equipotenciales deben ser perpendiculares a estas dos líneas.

La condición de perpendicularidad de las curvas y de los cuadrados perfectos no se consigue con el primer dibujo y es necesario realizar varios correcciones para conseguir una red de circulación satisfactoria.

El gasto de agua perdida por filtración puede determinarse en la siguiente forma:
Sea B el ancho del azud.
Consideramos un cuadrado de la red de lado Δl.
La pérdida de carga en el cuadrado será Zin y la longitud de recorriendo de agua ΔL.
Entonces el caudal de agua que pasa por esta franja será
Q = VA = kJA

Pero

$$A = B\Delta L \qquad\qquad J = \frac{Z}{n\Delta L}$$

Entonces

$$Q = \frac{KZB}{n}$$

Si el número de franjas de flujo es m, el caudal total será

$$Q = kZB\frac{m}{n}$$

El valor del coeficiente de permeabilidad k es muy variable dependiendo de muchos factores. Como orientación simplemente se dan los siguientes valores:

TABLA No. 5 -7

COEFICIENTES DE PERMEABILIDAD

Clase de suelo	K en cm/s
Grava	10^{2} - 10^{-1}
Arena gruesa	10^{-1} – 10^{-3}
Arena fina	10^{2} - 10^{4}
Tierra arenosa	10^{-3} – 10^{-5}
Tierra franco-arcillosa	10^{-5} – 10^{-9}
Tierra franca	10^{-4} – 10^{-7}
Limo	10^{-4} – 10^{-5}
Arcilla	10^{-6} – 10^{-8}
Arcilla compacta	10^{-7} – 10^{-10}

Generalmente se compraba que la cantidad de agua que se pierde es despreciable.

Es frecuente el caso de encontrarse con suelos formados por estratos finos en los cuales el coeficiente de permeabilidad en el sentido paralelo a los estratos es mayor que en el sentido perpendicular.

En este caso se utiliza un orificio que si bien no muy exacto permite seguir el método de la red de flujo.
Antes de dibujar la red de flujo todas las dimensiones paralelas a las estraficaciones se reducen dividiéndolas para una constante igual a

$$a = \sqrt{\frac{k\max.}{k\min.}}$$

dejando sin alteración las dimensiones perpendiculares. Con esta distorsión se consigue reemplazar el suelo real con otro que tiene un coeficiente de permeabilidad igual en ambos sentidos y dado por

$$k = \sqrt{k\max.k\min}$$

Dibujada la red de flujo se la traslada a un dibujo no distorsionado. Esta red es flujo resultante ya no está conformada por cuadrados sino por rectángulos equivalentes.

COMPARACIÓN DE LOS MÉTODOS VISTOS Y CONSIDERACIONES PRÁCTICAS

El propósito de todos los métodos es permitir calcular las subpresión que se produce bajo el zampeado y dar a éste la longitud y forma necesarias para que la velocidad de salida del agua no produzca erosión al pie.

Las diferencias de los métodos se explican a continuación:

Las ecuaciones que definen la red de circulación permiten calcular la subpresión en el zampeado.

Tomemos el caso del Ejemplo 5 – 6

x = b sin u ch v

y = b cos u sh v

en las cuales el origen de las coordenadas están en el centro del zampeado.

Despejando, tenemos

$$\text{sin u} = \frac{x}{bchv}$$

Sabemos que u = kh y que cuando

x = b h = H_2

x = -b h = H_1

entonces llamando H = H_1 – H_2 tenemos que

$$h = \frac{H}{\pi}\left[\frac{\pi}{2} - \arcsin\frac{x}{bchv}\right] + H_2$$

que representa la variación de la carga piezométrica a lo largo de una línea de flujo cualquiera.

Si tomamos la primera línea de flujo, es decir la que va pegada al contorno de la fundación, tendremos que v = 0.

Entonces:

$$h = \frac{H}{\pi}\left[\frac{\pi}{2} - arc\sin\frac{x}{b}\right] + H_2$$

Esta ecuación representa la variación de la presión a lo lago del contorno de la fundación del azud tal como lo muestra la Figura 5-7. Para cualquier valor x, y = 0 y el flujo es horizontal por tratarse de una fundación horizontal.

Si la red de circulación no se ha obtenido analíticamente sino por el método gráfico o el de la relajación, entonces el diagrama de la subpresión se obtiene también gráficamente bajando los valores de la subpresión en los puntos correspondientes del cruce de las equipotenciales con la fundación.

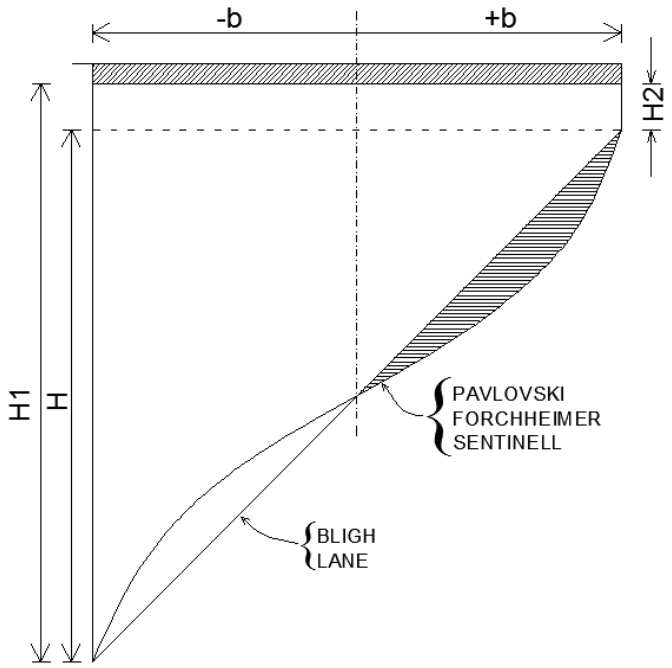


FIGURA 5 - 7

Según Bligh y Lane el diagrama de subpresiones para este caso es un trapecio. La subpresión real que se produce para los valores positivos de x es mayor que la calculada por los métodos de Bligh y Lane enana cantidad igual al área achurada con la consecuencia de que los zampeados diseñados exactamente según este método están en peligro de romperse.

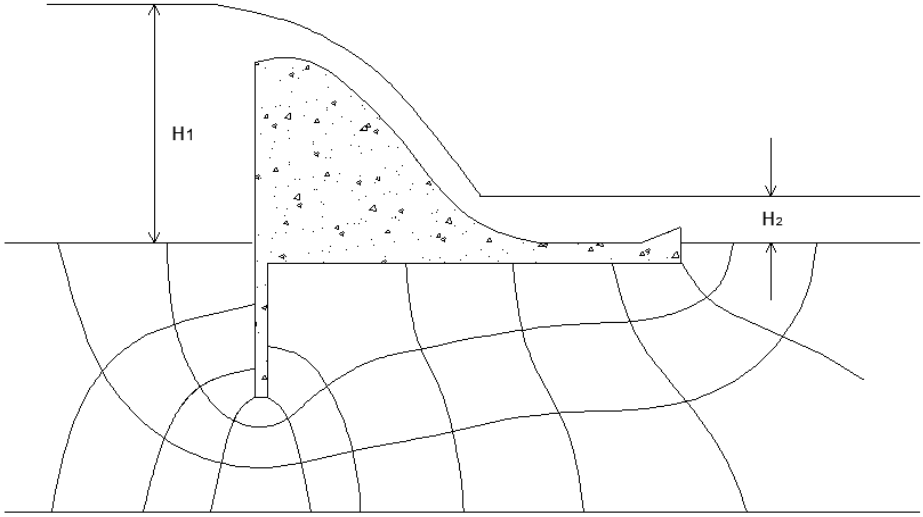


FIGURA 5 - 8

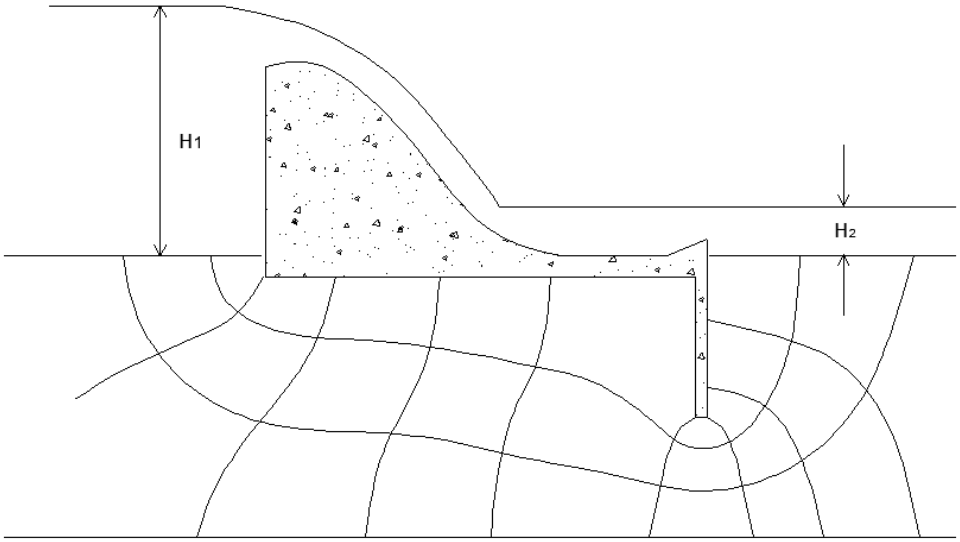


FIGURA 5 - 9

Normalmente los zampeados tienen dentellones y en las Figura 5-8, 9 y 10, se ha dibujado el mismo azud con el dentellón puesto al comenzar el zampeado, en la mitad y al final del zampeado con las respectivas redes de circulación trazadas con el método gráfico de Forchheimer.

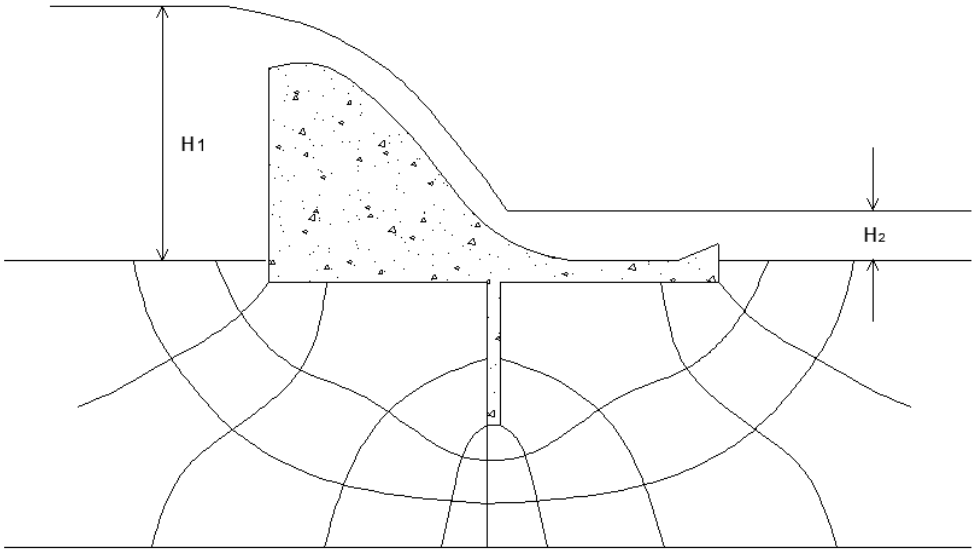


FIGURA 5 - 10

Asumiendo una profundidad del dentellón de 1,6 metros y los valores de H = 2 metros y 2b = 4 metros se ha dibujado el diagrama de subpresiones para los tres casos en la Figura 5 – 11

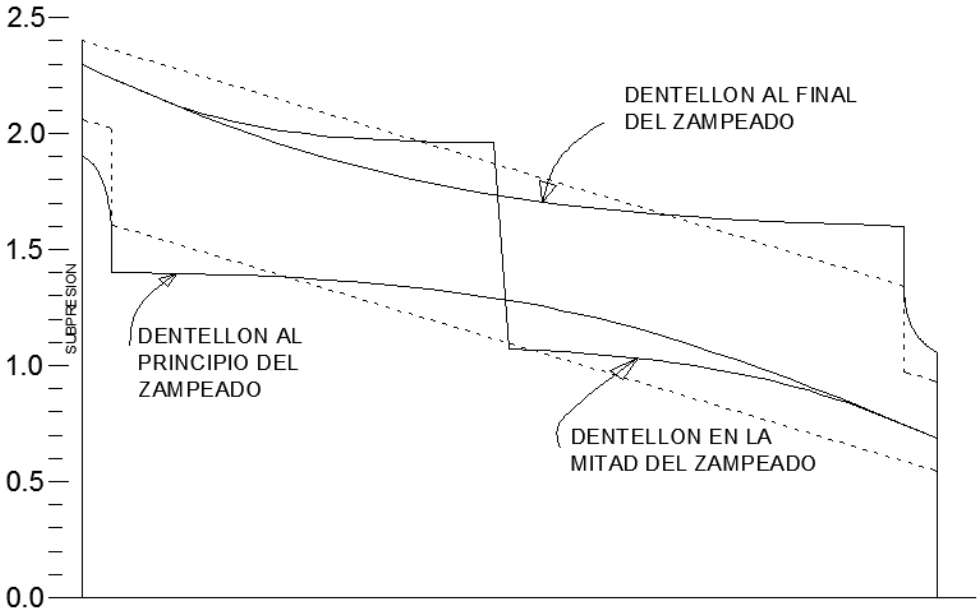


FIGURA 5 - 11

Se observa que la mínima subpresión se produce cuando el dentellón está el principio y va aumentando hasta llegar al máximo, en la posición del dentellón al final. La diferencia en la subpresión entre estas dos posiciones es alrededor de 0,6 T/m^2, o sea que representa una variación de 50 centímetros en el espesor del zampeado que es una cantidad digna de ser tomada en cuenta. Es decir que solamente desde el punto de vista de espesor del zampeado lo más económico es ubicar el dentellón en el principio de este.

Ππ ∞

Las líneas interrumpidas en la Figura 5-11 representan los diagramas de subpresión para los mismos casos, dibujadas de acuerdo al método de Bligh,

Se observa que para los tres casos este método de valores demasiado bajos para las partes inferiores del zampeado.

Así por ejemplo para el caso del dentellón al comienzo del zampeado, el método de Bligh da un valor de 0,9 Tm/², mientras que el valor real es 1,1 T/m^2. O sea que diseñado según el método de Bligh y tomando un coeficiente de seguridad de 1,22 recién estaríamos en la posición límite de equilibrio.

Las ecuaciones de la red de circulación permiten también determinar la velocidad de circulación.

Tenemos de la ecuación de Darcy.

$$V = -k\frac{dh}{ds}$$

reemplazando el valor del camino recorrido por el agua ds tenemos:

$$v = \frac{-k}{\left[1+(\frac{dy}{dx})^2\right]^{1/2}}\frac{dh}{dx}$$

Si asumimos el caso del ejemplo 5 – 6 tenemos la ecuación de la trayectoria.

$$\frac{x^2}{b^2ch^2v}+\frac{y^2}{b^2sh^2v}=1$$

de la cual obtenemos:

$$\frac{dv}{dx}=-\frac{shv}{chv}\frac{x}{(b^2ch^2v-x^2)^{1/2}}$$

De la ecuación de la variación de la subpresión obtenemos

$$\frac{dh}{dx}=\frac{-H}{\pi(b^2ch^2v-x^2)^{1/2}}$$

Reemplazando estos valores y realizando las operaciones queda

$$\frac{dh}{ds} = \frac{-Hchv}{\pi(b^2ch^2v - x^2)^{1/2}}$$

poniendo v = 0 o sea a lo largo del contorno de la fundación tendremos

$$\frac{dh}{ds} = \frac{-H}{\pi(b^2 - x^2)^{1/2}}$$

Vemos que para

x = ± b dh/ds = infinito

x = 0 dh/ds = $\frac{-H}{\pi b}$

Según Bligh la gradiente hidráulica de las aguas subterráneas es

$$\frac{dh}{ds} = \frac{-H}{2b}$$

para toda la longitud de la fundación. La ecuación obtenida par la gradiente nos demuestra que esto no es así. En la mitad del tramo estaríamos por el lado de la seguridad, pues como lo muestra el método de Pavlovski, la gradiente es menor que la supuesta por Bligh.

En cambio a la entrada y salida tenemos que la gradiente y por lo tanto la velocidad (según la ecuación de Darcy) son infinitas. Según Terzaghi la fuerza ejercida por el flujo de agua filtrante sobre los granos del suelo es proporcional a la gradiente hidráulica. De aquí se deduce que en los puntos de entrada y salida junto a la fundación, esta fuerza sería infinitamente grande. En el punto de entrada esto no tendría importancia pues la fuerza está dirigida hacia el interior y no puede causar gran daño. En cambio en el punto de salida y en los vecinos a éste, esto es muy peligroso pues arrastra las partículas produciendo la tubificación.

En efecto, aislemos un prisma de suelo de profundidad L y de área de la base A situado aguas abajo del azud. la subpresión que actúa sobre el prisma es

A (h + L)

El volumen V del prisma está compuesto del volumen de sólidos y del volumen del agua.

$V = V_s + V_a$

El peso del prisma será entonces el producto de los volúmenes mencionados por sus pesos específicos.

$P = V_a W + V_s W_s = V_a + V_s W_s$

$P = V_a + (V - V_a) W_s$

Sabiendo que la porosidad del material es n = Va/V tendremos

$P = V (n + W_s - nW_s) = AL (n + W_s - nW_s)$

Si la subpresión es mayor que el peso, el suelo será levantado es decir arrastrado por el agua. Para que esto no se produzca.

$A (h + L) \leq AL (n + W_s - nW_s)$

$h < L (n + W_s - nW_s - 1)$

O sea que la gradiente hidráulica en este punto debe ser:

$$\frac{h}{L} \leq (W_s - 1)(1 - n)$$

Cuando la gradiente llega a ser igual al segundo miembro de la desigualdad se llama critica y se produce el fenómeno conocido con el nombre de arenas movedizas o en el caso de presas tubificación.

Se concluye aquí que las arenas movedizas no son un tipo especial de arenas sino meramente una condición hidráulica que nada tiene que ver con la granulometría e igual puede producirse con limos que con cantos rodados. La razón por la cual rara vez se produce en agregados gruesos es porque de acuerdo a la Ley de Darcy la gradiente en estos generalmente es muy pequeña.

Recordando que para todos los suelos comunes el peso específico real varía ente

$$2{,}5 \leq w_s \leq 2{,}7$$

y que la porosidad varía entre

$$35\% \leq n \leq 45\%$$

Se deduce que el valor de la gradiente crítica es siempre cercano a la unidad pudiendo en el peor de los casos igualarse a 0.7.

La gradiente hidráulica aguas abajo del final del zampeado se puede obtener de la siguiente consideración:

A todo lo largo de la solera del río

$h = H_2$

reemplazando este valor en la ecuación de la subpresión obtenemos

$$arc.\sin\frac{x}{bchv} = \frac{\pi}{2}$$

O sea

$$X = b\ ch\ v$$

Esta ecuación nos da las abscisas de las intersecciones de las líneas de flujo con la línea de la solera horizontal.

Reemplazando este valor en la ecuación de la gradiente hidráulica obtenemos

$$\frac{dh}{ds} = \frac{-H}{\pi bshv}$$

ecuación que nos da la ardiente hidráulica a la salda de cada línea de flujo.

Para el caso de tener un dentellón de profundidad "d" al final del zampeado analicemos una relación entre planos dada por la ecuación.

$$W = Z^n$$

o sea

$$u + iv = r^n (\cos na + i \sin na)$$

El valor del exponente es $n = \pi/\alpha$, siendo α el ángulo que hacen entre si las márgenes sólidas que limitan el flujo. En la figura No. 5-12 se presentan los ocho casos posibles de una función exponencial de este tipo.

Asumamos entonces que la red de circulación a la derecha del dentellón es semejante al caso VIII de la figura 5-12. Al hacer esto cometemos un error pues no cumplimos con la condición de que las líneas de flujo deben ser perpendiculares a la solera horizontal. Esta inexactitud aumenta al alejarse del dentellón pero al mismo tiempo disminuye la importancia del resultado por lo que podemos aceptar el cálculo aproximado.

Tendríamos entonces las ecuaciones:

$$y = u^2 - v^2$$

$$x = 2\ uv$$

Teniendo en cuenta que

$$u = kh$$

y que para

$y = 0 \qquad h = H_1 \text{ o} \qquad h = H_2$

$y = -d \quad h = \dfrac{H_1 + H_2}{2}$

Tenemos

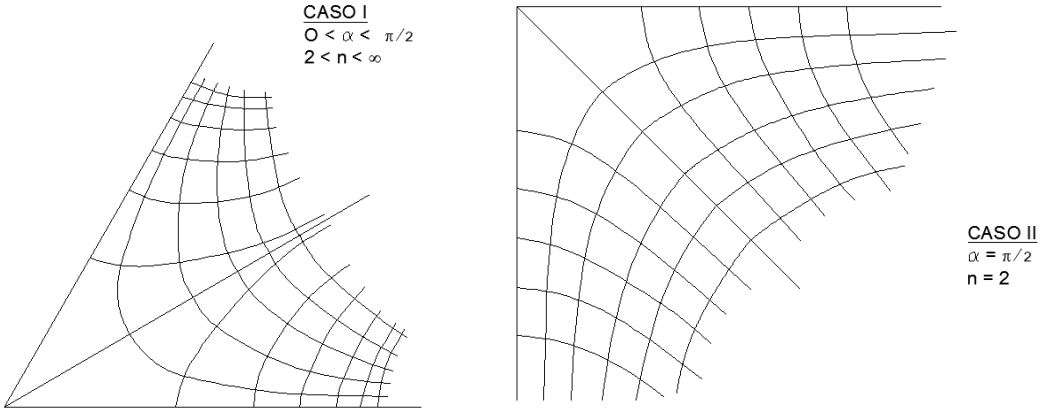
$$h = \frac{H_1 + H_2}{2} \pm \frac{H_1 + H_2}{2}\sqrt{\frac{y + d + v^2}{d}}$$

Ecuación que daría la variación de la carga a lo largo de una línea de flujo cualquiera. El signo positivo de la raíz de la carga sobre el paramento anterior del dentellón y el signo negativo la carga sobre el paramento posterior.

La gradiente hidráulica en un punto cualquiera es

$$\frac{dh}{ds} = \frac{-H}{4d^{1/2}(y + d + 2v^2)^{1/2}}$$

y la gradiente hidráulica a la salida cuando y = 0



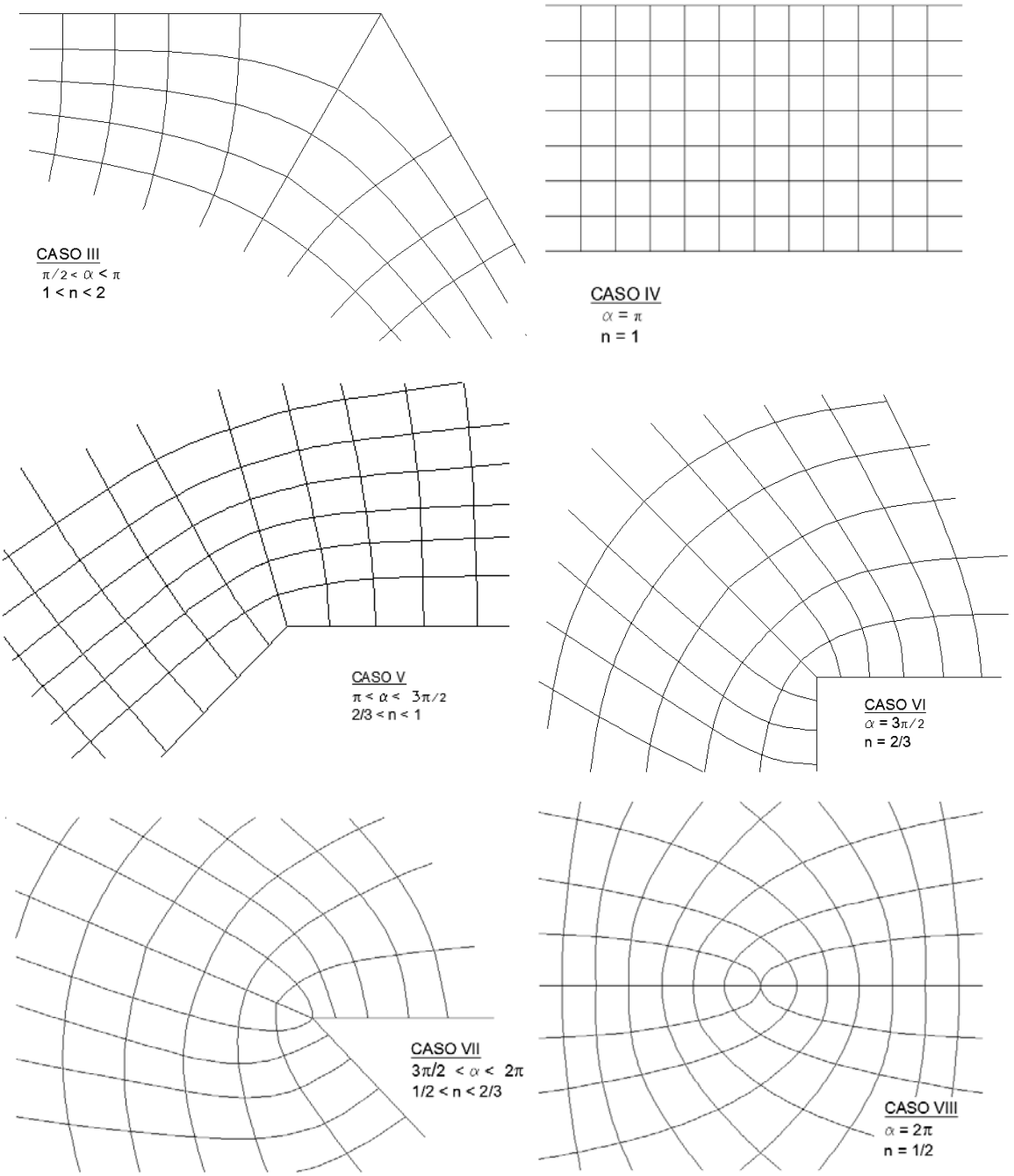


FIGURA 5 - 12

Apliquemos estas ecuaciones para calcular la variación de la gradiente hidráulica para el caso de un zampeado de longitud 2 b = 20 m con una carga de H = 10 m (H_2 = 0) con y sin dentellón de 4 m a la salida. Los resultados se presentan en forma gráfica en la figura No. 5-13. Para el caso del zampeado con dentellón las velocidades y gradientes hidráulicas de salida son bajas. En cambio para el caso sin dentellón la gradiente hidráulica junto al zampeado es infinita y va disminuyendo hasta adquirir el valor crítico en la abscisa 10,50 m. O sea que los 50 cm contiguos al final del zampeado serían inmediatamente erosionados a menos que se los proteja con filtros.

En vista de esto es conveniente siempre poner un pequeño dentellón al final de un zampeado o un filtro o ambas cosas para evitar la tubificación. Al mismo tiempo este dentellón de salida no debe ser muy grande para evitar el aumento de la subpresión sobre el zampeado.

Este análisis demuestra otra ventaja del método hidrodinámico sobre los otros. Según Bligh y Lane es absolutamente indiferente colocar un dentellón al principio, en la mitad o al final del zampeado, pues para todos los casos la gradiente hidráulica obtenida es la misma. El método hidrodinámico muestra que hay una substancial diferencia en la velocidad de salida del agua según la posición del dentellón.

El zampeado de las estructuras hidráulicas es una de las partes más caras de la obra y por esta razón la tendencia ha sido tratar de reducir sus dimensiones tanto en lo que a espesor como a longitud se refiere.

La longitud está determinada por las condiciones de disipación de energía. El espesor en cambio es función solamente de la subpresión.

Las soluciones obvias para disminuir la subpresión son: profundizarse más con el dentellón o poner un delantal de arcilla u otro material impermeable aguas arriba del azud, pero ambas naturalmente son caras.

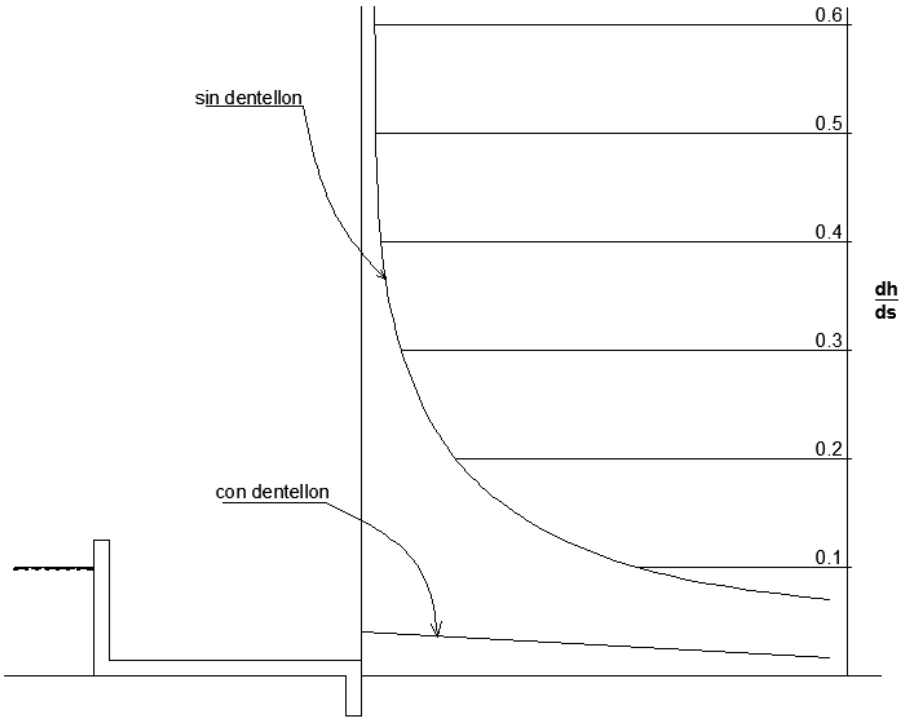


FIGURA 5 - 13

Otra solución propuesta por Zimarin es la de emplear un zampeado perforado.
Es decir en el zampeado se deja orificios de 5 a 25 cm de diámetro que ponen las aguas superficiales en contacto con la atmósfera haciendo que la presión manométrica en estos puntos se reduzca a cero, y disminuya notablemente en el resto de la superficie permitiendo utilizar espesores mucho menores.

Para evitar que se produzca socavación a través de estos orificios, debajo de ellos se deja un filtro invertido que impide el arrastre de las partículas.

El filtro invertido consiste en dos a tres capas de arena y ripio en las cuales la relación de los diámetros de las partículas es de 8 10. El coeficiente de uniformidad u = d60/d10 no debe ser mayor de 10. El espesor de cada capa no debe ser menor de 25 cm.

5.1.1.8 CALCULO DEL DENTELLÓN AL FINAL DEL ZAMPEADO

Al final del zampeado de los azudes frecuentemente se presenta la erosión del fondo que puede ser peligrosa si el zampeado no dispone de un dentellón que lo proteja de la socavación.

Entre las causas para la erosión tenemos principalmente las siguientes:

1. La corriente tiene una alta capacidades arrastre de sedimentos debido a su gran energía y desarrollada turbulencia como también por haber depositado aguas arriba del azud buena parte de los sedimentos que llevaba.
2. El paso del agua de la sección lisa del zampeado al cauce natural con una rugosidad mucho mayor, produce remolinos, especialmente cerca de la orillas, que remueven el material del fondo.

Como consecuencia y con el paso de sucesivas crecientes a continuación del zampeado, el agua profundiza el cauce.

Dependiendo de la gradiente del río esta profundización puede reducir la velocidad en este sitio, deteniendo con el tiempo la erosión o por el contrario la excavación puede propagarse hacia aguas abajo, degradando el fondo del río formando un salto a continuación del zampeado e intensificando progresivamente el fenómeno.

Para evitar esto último, conviene construir a una cierta distancia aguas abajo del zampeado un muro transversal o dentellón enterrados dentro del cauce.

Para asegurar la estabilidad del zampeado, conviene construir un dentellón al final del mismo. La profundidad de este dentellón debe ser mayor que la profundidad de la socavación producida por la erosión.

La magnitud de la erosión puede ser calculada con la fórmula de M. S. Vysgo (1947) según la cual (Véase figura 5 -4)

$$Y_4 + do = k\sqrt{q\sqrt{z}}$$

Siendo

Z = diferencia de cota entre las superficies de agua arriba y bajo del azud.

q = el caudal por unidad de ancho

k = un coeficiente que es función de la longitud L_s del zampeado después del resalto y el calado normal d_o y está dado en la tabla siguiente:

Ls/do	< 5	5	10	20
k	1.4	1.3	1.21	1.0

Esta fórmula no toma en cuenta las características del material que forma el cauce del río y esto constituye su lado flaco.

Otra fórmula que puede ser utilizada es la E.A. Zamárin (1951) según la cual

$$Y_4 + do = q/v$$

Siendo $V = V_1 \sqrt[n]{R}$

V_1 la velocidad admisible máxima para los materiales que forman el cauce y R = radio hidráulico.

El valor de n para cauces de arena, loess y grava es igual a

n = 2 + R con un máximo de n = 6

Para cauces de canto rodado

n = 2.5 + 0.5 R con un máximo de n = 5

En el caso de que el dentellón no llegue a tener un valor igual o mayor que r es conveniente proteger el cauce después del zampeado con una capa de piedra.

11. DISEÑO DE PRESAS PEQUEÑAS

SELECCIÓN DEL TIPO DE PRESA

A. CLASIFICACIÓN DE TIPOS

Generalidades. Las presas se pueden clasificar en un número de categorías diferentes, que depende del objeto de la clasificación. Para el objeto de este manual, es conveniente considerar tres amplias clasificaciones de acuerdo con: El uso, el proyecto hidráulico, o los materiales que forman la estructura.

Clasificación según el uso. Las presas se pueden clasificar de acuerdo con la función mas general que van a desempeñar, como de almacenamiento, de derivación, o regulación. Se pueden precisar más las clasificaciones cuando se consideran sus funciones específicas.

Presas de almacenamiento, se construyen para embalsar el agua en los peridos en que sobra, para utilizarla cuando escasea. Estos periodos pueden ser estacionales, anuales, o más largos. Muchas presas pequeñas almacenan los escurrimientos de primavera para usarse en la estación seca del verano. Las preas de almacenamiento se pueden a su vez clasificar de acuerdo con el objeto del almacenamiento, como para abastecimiento de agua, para recreo, para la cría de peces y animales salvajes, para la generación de energía hidroeléctrica, irrigación, etc. El objeto específico u objetos en los que se va a utilizar el almacenamiento tienen a menudo influencia en el proyecto de la estructura, y pueden determinar conceptos como el de la magnitud de las fluctuaciones del nivel que pueden esperarse en el vaso y el del volumen de filtraciones que pueden permitirse.

Las presas de derivación se construyen ordinariamente para proporcionar la carga necesaria para desviar el agua hacia zanjas, canales, y otros sistemas de conducción al lugar en que se van a usar. Se utilizan en los sistemas de riego, par la derivación de una corriente natural hacia un vaso de almacenamiento fuera del cauce natural de la corriente, para usos municipales e industriales, o para una combinación de los mismos.

Las presas regulares se construyen para retardar el escurrimiento de las avenidas y disminuir el efecto de las ocasionales. Las presas reguladoras se dividen en dos tipos. En no de ellos, el agua se almacena temporalmente, y se deja salir por una obra de toma con un gasto que no exceda de la capacidad de cauce de aguas abajo. En el otro tipo, el agua se almacena tanto tiempo como sea posible y se deja infiltrar en las laderas del valle o por los estratos de grava de la cimentación. A este último tipo se le llama algunas veces de distribución o dique, porque su principal objeto es recargar los acuíferos. Las presas

reguladoras también se construyen para detener los sedimentos. A menudo a estas se les llama presas para arrastres.

Aunque no es tan frecuente que se utilicen para varios objetos como las presas grandes, con frecuencia sirven para más de un fin. Cuando son para varios objetos, se reserva un volumen separado del vaso para cada uno de ellos. Existe una combinación de usos relativamente frecuente en la que entran el almacenamiento, el control de avenidas y para deportes.

Clasificación según su proyecto hidráulico. Las presas se pueden clasificar también como presas vertedoras o no vertedoras.
Las presas vertedoras se proyectan para descargar sobre sus coronas. Deben estar hechas de materiales que no se erosionen con tales descargas. Es necesario emplear concreto, mampostería, acero y madera, excepto en las estructuras vertedoras muy bajas de unos cuantos pies de altura.

Presas no vertedoras son las que se proyectan para que no rebase el agua por su corona. Este tipo de proyecto permite ampliar la elección de materiales incluyendo las presas de tierra y las de enrocamiento.
Con frecuencia se combinan los dos tipos para formar una estructura compuesta, que consiste de, por ejemplo, una parte vertedora de concreto de gravedad con extremos formados por terraplenes.

Clasificación según los materiales. La clasificación más común que se usa en la discusión de los procedimientos de construcción se basa en los materiales que forman la estructura. En esta clasificación también se menciona el tipo básico de proyecto como, por ejemplo presa de concreto de gravedad, o presa de concreto del tipo de arco.

En este texto nos limitamos a discutir los tipos más comunes de presas pequeñas que se construyen en las condiciones actuales; que son, las de tierra, las de enrocamiento, y las de gravedad de concreto. Otros tipos de presas, incluyendo las de arco de concreto, las de contrafuertes de concreto, y las de madera, se discuten brevemente, dando una explicación por lo que su proyecto no se incluye en este texto.

Presas de tierra. Las presas de tierra constituyen el tipo de persas más común, principalmente porque en su construcción intervienen materiales en su estado natural que requieren el mínimo de tratamiento. Además, los requisitos para sus cimentaciones son

menos exigentes que para los otros tipos. Es probable que las presas de tierra continúen prevaleciendo sobre los demás tipos para fines de almacenamiento, parcialmente, ebido a que el número de emplazamientos favorables para las estructuras de concreto está disminuyendo como resultado de los numerosos sistemas de almacenamiento de agua que se han emprendido, especialmente en las regiones áridas y semiáridas en las que la conservación del agua para riego es una necesidad fundamental.

Aunque dentro de la clasificación de presas de tierra están comprendidos varios tipos, los adelantos obtenidos en los equipos de excavación, acarreo y compactación de materiales terrosos, ha hecho el tipo de presas de tierra compactada tan económico que virtualmente ha reemplazado los tipos de terraplenes hidráulicos. Lo que es especialmente cierto al tratarse de la construcción de pequeñas estructuras, en las que la relativamente pequeña cantidad de material que hay que manejar, impide la instalación de la planta de grandes dimensiones que es necesaria para la eficiencia de las operaciones hidráulicas. Por esta razón, solamente se tratan en este texto las presas de tierra compactada. Las presas de tierra compactada se subdividen en presas de un solo material, o de varios, con diafragmas.

Las presas de tierra requieren estructuras complementarias que sirvan de vertedores de demasías. La principal desventaja de una presa de tierra es que, si no tiene suficiente capacidad, el vertedor de demasías puede dañarse y aun destruirse por e efecto erosivo del agua que llegue a rebasarla. También están sujetas a sufrir serios daños y aun a fallar debido a las perforaciones hechas por animales cavadores, a menos de que se tomen precauciones especiales. A menos de que el emplazamiento de la presa quede fuera del cauce de la corriente, se deben tomar medidas para desviar la corriente durante la construcción a través del emplazamiento por medio de un conducto, o alrededor del mismo por medio de un túnel. De otra manera, se deben incorporar en el proyecto medidas especiales que permitan que el agua pase sobre el terraplén durante la construcción. Este tipo de derivación solamente debe usarse cuando se disponga de personal experimentado en este trabajo.

Presas de enrocamiento. En las presas de enrocamiento se utiliza roca de todos los tamaños para dar estabilidad a una membrana impermeable. La membrana puede ser una capa de material impermeable del lado del talud mojado, una losa de concreto, un recubrimiento de concreto asfáltico, placas de acero, o cualquier otro dispositivo semejante; o puede ser un núcleo interior delgado de tierra impermeable.

Como los terraplenes de tierra, los de roca están sujetos a daños y destrucción si los rebasa el agua y, por lo tanto, deben tener un vertedor de demasías de la capacidad adecuada para evitar que esto suceda. Una excepción la constituyen las presas derivadotas extremadamente bajas en las que el enrocamiento está especialmente proyectado para soportar los derrames. Las presas de enrocamiento requieren cimentaciones que no estén sujetas a asentamientos de magnitudes suficientes para romper la membrana impermeable. Las únicas cimentaciones adecuadas, por lo general, son la roca o la arena compacta y la grava.

El tipo de enrocamiento se adapta a los emplazamientos remotos, donde abunda la roca buena, donde no se encuentra tierra buena para una presa de tierra, y donde la construcción de una presa de concreto resultaría muy costosa.

Presas de concreto del tipo de gravedad. Las presas de gravedad, de concreto se adaptan a los lugares en los que se dispone de una cimentación de roca razonablemente sana, aunque las estructuras bajas se pueden establecer sobre cimentaciones aluviales si se construyen los dados adecuados. Se adaptan bien para usarse como cresta vertedora y, debido a esta ventaja, a menudo se usan formando la parte vertedora de las presas de tierra y de enrocamiento o de una presa derivadora.

Al empezar el siglo XX, algunas de las presas de gravedad se construyeron de piedra. Sin embargo, la cantidad de mano de obra requerida en esta operación ha sido la causa del uso exclusivo que se hace del concreto en la construcción de las presas modernas de gravedad.

Las presas de gravedad pueden tener planta curva o recta. La planta curva puede proporcionar algunas ventajas en lo que respecta al costo y a la seguridad. Además, ocasionalmente, la curvatura hacia aguas arriba puede situar esa parte de la presa en una cimentación más elevada de roca.

Presas de concreto del tipo de arco. Las presas de concreto del tipo de arco se adaptan a los lugares en los que la relación de la distancia entre los arranques del arco a la altura no es grande y donde la cimentación en estos mismos arranques es roca sólida capaz de resistir el empuje del arco. Debido a que el proyecto de una presa del tipo de arco es una especialidad, no se incluye en este texto una discusión detallada de este tipo de proyecto.

Presas de concreto del tipo de contrafuertes. Las presas del tipo de contrafuertes comprenden las de losas y las de arcos. Requieren aproximadamente el 60% menos de

concreto que las presas macizas de gravedad, pero los aumentos debidos a los moldes y al refuerzo de acero necesario, generalmente contrarrestan las economías en concreto. Se construyeron varias presas de contrafuertes en la decena de los 30, cuando la relación del costo de la mano de obra al costo de los materiales era comparativamente baja. Este tipo de construcción no puede competir generalmente con los otros tipos de presas cuando la mano de obra es cara.

El proyecto de las presas de contrafuertes se basa en el conocimiento y criterio que se adquiere solamente por la experiencia especializada en este tipo de obras. Debido a esta circunstancia y a la limitada aplicación de las presas de contrafuertes en las condiciones actuales, el proyecto de este tipo de estructuras no se incluye en este texto.

Otros tipos de presas. Se han construido presas de otros tipos aparte de los mencionados, pero en la mayor parte de los casos satisfacen requisitos poco usuales o son de naturaleza experimental. En pocos casos, se ha usado acero estructural para la pantalla de aguas arriba y en armaduras de soporte en las presas. Antes de 1920, se construyeron numerosas presas de madera, especialmente en el noroeste. La cantidad de mano de obra necesaria en la construcción de las presas de madera, combinada con la corta vida de la estructura, hace que este tipo sea antieconómico en la construcción moderna. Este y otros tipos poco comunes no se tratan en el texto.

B. FACTORES FISICOS QUE GOBIERNAN LA SELECCIÓN DEL TIPO

Generalidades. Solamente en circunstancias excepcionales los ingenieros especializados pueden afirmar que sólo un tipo de presa es el conveniente o el más económico para un lugar determinado. Excepto en los casos en los que la sección del tipo es evidente, se encontrarán necesarios proyectos preliminares y presupuestos para varios tipos de presas antes de poder demostrar cuál es el más económico. Por lo tanto, es importante insistir en que el proyecto puede resultar indebidamente caro, a menos de que las decisiones con respecto a la selección del tipo se basen en el estudio adecuado y después de consultar ingenieros competentes.

En la selección del tipo para estructuras importantes, es también aconsejable obtener la asesoría de un ingeniero geólogo experimentado, en conexión con la relativa aplicabilidad de posibles tipos a la cimentación que existe en el lugar.

En numerosos casos, el costo excesivo de las protecciones contra las descargas del vertedor de demasías, las limitaciones en las obras de toma, y el problema de desviar la

corriente durante la construcción tiene un importante influencia en la selección del tipo. En algunos casos, la selección del tipo puede también depender de la mano de obra y del equipo de que se pueda disponer. Lo que puede ser un elemento muy importante cuando entra el factor tiempo. Lo inaccesible del lugar puede tener una influenza importante en la selección.

La selección del mejor tipo de presa para un lugar determinado requiere la consideración cuidadosa de las características de cada tipo, en relación con los accidentes físicos del lugar y la adaptación a los fines para los que se supone que va a servir la presa, así como lo que supone que va a servir la presa, así como lo que respecta a la economía, seguridad, y otras limitaciones que pudieran existir. La elección final del tipo de presa se hará generalmente después de considerar estos factores. Usualmente, el factor más importante para determinar la elección final del tipo de presa será el costo de construcción. En los párrafos siguientes se discuten importantes factores físicos para la selección del tipo de presa.

Topografía. La topografía, en gran parte, dicta la primera elección del tipo de presa. Una corriente angosta corriendo entre desfiladeros de roca sugiere una presa vertedora. Las llanuras bajas, onduladas, con la misma propiedad, sugieren una presa de tierra con vertedor de demasías separado. Cuando las condiciones son intermedias, otras consideraciones toman mayor importancia, pero el principio general de la conformidad con las condiciones naturales sigue siendo la guía principal.
La localización del vertedor es un factor importante que dependerá en gran parte de la topografía local y que, a su vez, tendrá una gran importancia en la selección final del tipo de presa.

Las condiciones geológicas y la cimentación. Las condiciones de la cimentación dependen de las características geológicas y del espesor de los estratos que van a soportar el peso de la presa; de su inclinación, permeabilidad, y relación con los estratos subyacentes, fallas y fisuras. La cimentación limitará la elección del tipo en cierta medida, aunque estas limitaciones se modifican con frecuencia al considerar la altura de la presa propuesta. Se discuten enseguida las diferentes cimentaciones comúnmente encontradas.

(1) *Cimentaciones de roca sólida*, debido a su relativamente alta resistencia a las cargas, y su resistencia a la erosión y filtración presentan pocas restricciones por lo que toca al tipo de presa que puede construirse encima de ellas. El factor decisivo será la economía que se pueda obtener en los materiales o en el costo total. Con

frecuencia será necesario remover la roca desintegrada y tapar grietas y fracturas con inyecciones de cemento.

(2) *Cimentaciones de grava*, si está bien compactada, es buena para construir presas de tierra, de enrocamiento, y presas bajas de concreto. como las cimentaciones de grava son con frecuencia muy permeables, deben tomarse precauciones especiales construyendo dados efectivos o impermeabilizantes.

(3) *Cimentaciones de limo o de arena fina* se pueden utilizar para apoyar presas de gravedad de poca altura si están bien proyectadas, pero no sirven para las presas de enrocamiento. Los principales problemas son los asentamientos, evitar las tubificaciones, y las pérdidas excesivas por filtración, y la protección de la cimentación en el pie del talud seco, contra la erosión.

(4) *Cimentaciones de arcilla* se pueden usar para apoyar las presas, pero requieren un tratamiento especial. Como pueden producirse grandes asentamientos de la presa si la arcilla no está consolidada y su humedad es elevada, las cimentaciones de arcilla, generalmente no son buenas para la construcción de presas de concreto del tipo de gravedad, y no deben usarse para presas de escollera. Generalmente es necesario efectuar pruebas del material en su estado natural para determinar las características de consolidación del material y su capacidad para soportar la carga que va a sostener.

(5) *Cimentaciones irregulares*. Ocasionalmente pueden ocurrir situaciones donde no será posible encontrar cimentaciones razonablemente uniformes que correspondan a alguna de las clasificaciones anteriores y que obligará a construir sobre una cimentación irregular formada de roca y materiales blandos. Estas condicones desfavorables pueden a menudo resolverse empleando detalles especiales en los proyectos. Cada lugar, sin embargo, presenta un problema que deben tratar ingenieros experimentados, y no se intenta tratar en este texto problemas tan poco frecuentes.

Materiales disponibles. Los materiales para las presas de varios tipos, que pueden encontrarse algunas veces cerca o en el lugar, son:

1. Suelos para los terraplenes
2. Rocas para terraplenes y para enrocamiento
3. Agregados para concreto (arena, grava, piedra triturada)

La eliminación o reducción de los gastos de acarreo de los materiales de construcción, especialmente de los que se utilizan en grandes cantidades, reducirán considerablemente el

costo total de la obra. El tipo más económico de presa será con frecuencia aquél para el que se encuentren materiales en suficiente cantidad y dentro de distancias razonables del lugar.

El poder disponer de arena buena y de grava para el concreto localmente, a un costo razonable y, además, dentro de la propiedad que se adquiere para el proyecto, es un factor favorable para emplear una estructura de concreto. Por otra parte, si se pueden encontrar suelos buenos para una presa de tierra en bancos de préstamo cercanos, la presa de tierra puede resultar la más económica. Deberán aprovecharse todos los recursos locales para reducir el costo de la obra sin sacrificar la eficiencia y calidad de la estructura final.

Tamaño y situación del vertedor de demasías. El vertedor es un elemento vital de una presa. Con frecuencia su tamaño y tipo y las restricciones naturales en su localización serán el factor decisivo en la elección del tipo de presa. La capacidad del vertedor la dictan principalmente las características de escurrimiento y el gasto de la corriente, independiente de las condiciones del lugar o del tipo o tamaño de la presa. La selección de los tipos específicos de vertedores dependerá de las magnitudes de las avenidas que tengan que verterse. Así, puede verse que en corrientes con gran potencial de avenidas, el vertedor se convierte en la estructura dominante, y la selección del tipo de presa puede quedar en segundo término.

El costo de la construcción de un gran vertedor con frecuencia constituye una porción considerable del costo total del sistema. En estos casos, combinando la presa y el vertedor para que formen una sola estructura puede resultar conveniente, y resultaría indicada la adopción de una presa vertedora de concreto. En algunos casos, cuando el material excavado de los canales del vertedor separado se puede utilizar en la presea de tierra, este tipo puede resultar ventajoso. El que sea necesario un vertedor de demasías pequeño, con frecuencia favorece la selección de los tipos de presas de tierra o de enrocamiento, aun en lugares angostos.

La conveniencia o costumbre de construir vertedores de demasías de concreto sobre presas de tierra o de roca ha disminuido por las especificaciones más conservadora que deben emplearse y el mayor cuidado que debe tenerse en prevenir las fallas. Los problemas inherentes asociados con estos proyectos son: Asentamientos desiguales de la estructura debido a consolidaciones diferenciales del terraplén y de la cimentación después de que se aplican las cargas del vaso, la necesidad de precauciones especiales para impedir el agrietamiento del concreto o la abertura de juntas que podrían permitir filtraciones del canal al terraplén, con la correspondiente tubificación o deslave del material circundante; y los

retrasos en la construcción necesarios por la necesidad de haber completado y madurado la presa antes de comenzar la construcción del vertedor. La consideración de los factores anteriores, asociados con el aumento de los costos que provienen del aumento de la seguridad de los detalles de construcción, como el aumento arbitrario del espesor de los revestimientos, aumentos en el acero de refuerzo, dentellones, tratamiento de las juntas, drenaje, precargado, han tenido por resultado generalmente la selección de otras alternativas para el proyecto de los vertedores de demasías, como la colocación de la estructura sobre o a través del material natural de los arranques de la presa o debajo de la presa como un conducto.

Una de las disposiciones comunes es la utilización de un canal excavado en uno o en ambos arranques fuera de los límites de la presa, o en algún punto alejado de la presa. Cuando se adoptan estas situaciones, la presa puede ser del tipo que no es vertedor lo que amplía la posibilidad de la elección. Inversamente, cuando no se puede encontrar un lugar adecuado para construir un vertedor de demasías alejado de la presa, requiere la selección de un tipo de presa que pueda llevar vertedor. La descarga del vertedor puede entonces conducirse de modo que solamente ocupe una porción del cauce del río principal, en cuyo caso el resto de la presa puede ser de tierra, roca o concreto.

Temblores. Si una pera queda en un área que esté sujeta a las sacudidas de los temblores, el proyecto deberá tomar en cuenta el aumento de las cargas y de los esfuerzos. Los tipos de estructuras que mejor se adaptan a resistir las sacudidas de los terremotos sin perjudicarse con las presas de tierra y las de concreto del tipo de gravedad. En las zonas sísmicas, no debe elegir el tipo de presa ni su proyecto alguien que no tenga experiencia en este tipo de trabajo.

CIMENTACIONES Y MATERIALES DE CONSTRUCCIÓN

A. OBJETO DE LAS INVESTIGACIONES

Generalidades. Es esencial la adquisición de datos sobre las condiciones de la cimentación y de los materiales de construcción para el proyecto de las presas pequeñas. Las investigaciones se efectúan en el gabinete, en el campo y en el laboratorio. Para mayor eficiencia, la recolección de datos debe proyectarse debidamente. Las exploraciones subterráneas no deben comenzar hasta haberse considerado todos los datos geológicos y de suelos. El investigador debe saber clasificar los suelos y rocas, y debe tener conocimiento sobre las características técnicas y geológicas del relieve. Esta preparación y el conocimiento de las posibilidades y limitaciones de los diferentes métodos de exploración subterránea, permitirán hacer la selección de los procedimientos de campo más apropiados, evitando pérdida de tiempo y de esfuerzo por emplear procedimientos ineficaces. El investigador debe estar familiarizado con los métodos de prueba y con las pruebas de campo y de laboratorio usados para las presas pequeñas.

El objeto de la investigación de las cimentaciones y de los diversos tipos de materiales de construcción se dan en esta parte del capítulo. En las partes de B a I se proporcionan datos acerca de las técnicas y procedimientos para realizar estas investigaciones.

Cimentaciones. Son indispensables los estudios de cimentación para determinar si se puede construir una estructura segura en el emplazamiento elegido. El tipo preferible de estructura se puede determinar a menudo por inspección del lugar, como se indica en el Cap. 3. La construcción de una presa cuya falla puede producir una avenida destructora, implica una gran responsabilidad con el público. Gran número de avenidas perjudiciales han sido producidas por la falla de presas pequeñas. Las investigaciones han demostrado que estas fallas se debieron a cimentaciones defectuosas. Un gran número de fallas atribuido a otras causas probablemente se debieron a cimentaciones defectuosas. Es indudablemente cierto que muchas de las fallas pudieran haberse previsto con investigaciones cuidadosas, que hubieran conducido a la selección de emplazamientos seguros y satisfactorios o a la adopción de medidas en el proyecto y en la construcción, necesarias para contrarrestar los defectos en la cimentación.

El primero y uno de los más importantes pasos en el estudio de un vaso es un reconocimiento con el objeto de seleccionar, basándose principalmente en la topografía y la geología local, el más favorable de los emplazamientos probables para la presa. Este reconocimiento es tarea del ingeniero y del geólogo, y debe confiarse solamente a hombres experimentados en esta clase de trabajo. El trabajo de campo debe estar precedido por un estudio de todos los datos disponibles con relación a la corriente y al área que se considera,

incluyendo el examen de mapas, fotografías aéreas e informes, especialmente los hechos por el U.S. Geological Survey. En la parte B de este capítulo se discuten las diferentes fuentes de información. Un reconocimiento cuidadoso puede permitir la selección del emplazamiento más favorable para la presa, o la eliminación de muchos emplazamientos posibles; en el caso de que haya varios, puede economizar miles de dólares de trabajos de exploración.

Las condiciones de la cimentación a menudo se revelan o se infieren por inspección visual de los detalles de la erosión; afloramientos de roca; y por las excavaciones hechas por el hombre, como los cortes de los caminos o ferrocarriles, excavaciones para los edificios, bancos para la extracción de tierra, y canteras. Algunos datos sobre aguas subterráneas se pueden obtener de los pozos locales. Los resultados de los estudios de campo deben registrarse en croquis, especialmente en un mapa topográfico, aunque también se pueden usar fotografías aéreas.

En esta etapa de la investigación, el mapa para croquis puede tener dibujados los linderos de los depósitos de suelos y los afloramientos de roca; localización de la zona de fallas u otras irregularidades geológicas visibles y el buzamiento y el rumbo de los detalles geológicos, como fisuras, mantos y zonas fracturadas.

El mapa debe acompañarse de un informe describiendo los diferentes detalles geológicos, incluyendo la clasificación de las rocas y los suelos, tipos de materiales cementantes que pueden ocurrir en la roca y el suelo, y el origen y procesos de sedimentación de los diferentes depósitos de suelos. El informe del reconocimiento debe discutir las relaciones recíprocas entre las condiciones geológicas y la permeabilidad presente y futura del vaso y de la cimentación de la presa, y a la estabilidad futura y permanencia de la presa, del vertedero y de otras estructuras. Los problemas geológicos muy evidentes, que requieran una resolución por medio de estudios posteriores, se deben discutir más ampliamente y se debe hacer un programa .provisional en el que se describa y recomiende la extensión y carácter de exploraciones más detalladas para la siguiente etapa de estudio.

En la etapa de estudio de la viabilidad, es necesario efectuar la exploración subterránea de la cimentación para determinar definitivamente: (1) La profundidad de la roca en el emplazamiento de la cortina, y (2) el carácter de la roca y de los suelos bajo la cortina y estructuras conexas. Generalmente es necesario perforar una línea de barrenos de sondeo en el emplazamiento de la cortina, a lo largo del eje propuesto. Como cualquier eje que se elija en el campo es necesariamente de tanteo y está sujeto a modificaciones por razones de proyecto, es conveniente hacer sondeos aguas arriba y abajo del eje. El número de sondeos que se requiere para la exploración de las presas pequeñas está determinado por la complejidad de las condiciones geológicas, pero la separación máxima no debe exceder

de 500 pies, y la profundidad de los sondeos debe ser cuando menos igual a la altura de la cortina.

También es necesario estudiar las condiciones subterráneas en las posibles ubicaciones de las obras complementarias, como vertedores de demasías, en las obras de toma, en las zanjas para dientes amortiguadores, en los portales de los túneles, para aclarar cualquier problema geológico que no se haya resuelto. Los sondeos en las áreas de las estructuras complementarias deben hacer. se con una separación máxima de 100 pies, y deberán prolongarse hasta una profundidad igual, cuando menos, a 11/2 veces el ancho de la base de las estructuras. Para los estudios de las presas derivadoras, los sondeos se harán con una separación máxima de 100 pies, distribuyéndolos en una forma que dependerá de la complejidad de la cimentación. Cuando menos un sondeo se hará en cada estribo.

Aunque existen muchos métodos para perforar los suelos de los despalmes, solamente se recomendarán los que permiten muestrear y probar la cimentación sin provocar una alteración excesiva, para el estudio de la cimentación de las presas. Por lo tanto, los sondeos por lavado no se discuten en este texto. Los pozos de prueba, las zanjas, los túneles y los sondeos con taladros de gran diámetro, que permiten el examen visual de la cimentación, son métodos excelentes para determinar el carácter del despalme, y que se recomiendan siempre que sea posible utilizarlos. Los métodos de exploración recomendados para las cimentaciones de las presas pequeñas son: la barrena giratoria y el muestreador que se hinca (prueba normal de penetración). Son convenientes las pruebas para determinar la densidad en el lugar y la humedad de los suelos arriba del agua. Para las perforaciones en roca se requiere el uso de perforadoras giratorias y de brocas de diamante para obtener corazones. Los valores aproximados de la permeabilidad de los estratos de roca y del despalme de suelo, se pueden determinar mediante pruebas con agua en los agujeros de los sondeos. En todos los agujeros para los sondeos, es importante medir y registrar las profundidades del nivel del agua libre y las fechas en las que se efectúan las medidas.

El informe que se hace al terminar la etapa de la viabilidad debe incluir un plano a escala grande, que lleve la geología de la superficie, la situación de todos los sondeos, y cualesquiera secciones geológicas levantadas en los cortes naturales o artificiales. Las secciones transversales deben dibujarse mostrando los detalles geológicos conocidos y los probables. Deben incluirse los registros. Para la preparación de las especificaciones, pueden ser necesarios más sondeos en las cimentaciones para aclarar condiciones geológicas críticas o para determinar con precisión las profundidades a la roca, para la preparación de los dibujos detallados de construcción. También pueden ser necesarias muestras adicionales y pruebas de laboratorio para establecer bases firmes para el proyecto de la cimentación en los suelos.

Suelos para presas de tierra. Algunos emplazamientos para presas requieren una gran excavación para llegar a una buena cimentación y, en muchos casos, el material excavado es bueno para utilizarse en porciones de la presa. Las excavaciones para los vertedores de demasías y para las obras de toma también producen cantidades variables de materiales utilizables. Sin embargo, la mayor parte del volumen de las presas de tierra casi siempre tiene que obtenerse de bancos de préstamo.

El estudio de los materiales para los terraplenes es un procedimiento progresivo, que va desde una inspección rápida durante la etapa de reconocimiento hasta estudios extensos de todas las fuentes posibles de materiales antes de empezar el proyecto final. Antes de elegir un posible emplazamiento para una presa deberá hacerse un reconocimiento para determinar la ubicación de los materiales. Haciendo un examen cuidadoso de los mapas existentes, de los levantamientos de suelos, y de las fotografías aéreas generalmente se localizarán las áreas que deben examinarse en el campo. Los cortes del camino y del ferrocarril, los arroyos y las márgenes a lo largo de los canales de la corriente proporcionan datos valiosos respecto a la naturaleza de los materiales subterráneos de la región, y deben examinarse. Rara vez será necesario excavar pozos de prueba o hacer agujeros con los taladros en las etapas de reconocimiento. La determinación de las cantidades se puede hacer

considerando los detalles topográficos y con unas cuantas medidas aproximadas, ya sea en el terreno o en los mapas. El informe del reconocimiento debe incluir un croquis mostrando la situación de los lugares en los que existen bancos de préstamo con respecto al emplazamiento de la cortina, el carácter de los materiales en cada lugar, y la cantidad probable en cada uno de ellos. Los factores locales que pueden afectar el uso de un depósito se deben discutir en el informe. Además de las propiedades técnicas de los suelos, deben considerarse otras muchas facetas, incluyendo proximidad, accesibilidad, humedad natural y manejabilidad del material; costos del derecho de vía y despalmes; espesor de los depósitos, destrucción de detalles escénicos y de la topografía desfavorable.

Durante la etapa de viabilidad debe proseguir un plan sistemático para localizar las áreas de préstamos, después de la selección del emplazamiento de la presa. Para evitar pasar por alto los lugares cercanos, la búsqueda debe comenzar del emplazamiento de la presa y extenderse alejándose en todas direcciones. Todas las áreas de préstamo potenciales que queden a una distancia máxima de una milla de la cortina deberán estudiarse antes de considerar las fuentes más distantes. Se deben excavar agujeros a una distancia de 500 pies formando aproximadamente una cuadrícula en todos los lugares en que sea posible dentro del límite de una milla. Deberán usarse taladros para tierra donde sea posible, pero se harán pozos de prueba donde se encuentre boleo. Los agujeros se llevarán a una

profundidad de 25 pies abajo de la superficie del terreno, excepto cuando se encuentre roca, o agua antes de llegar a esa profundidad.

Los sondeos se muestrearán y se harán registros de acuerdo con los procedimientos dados en la parte G y H de este capítulo. En el plan de estudio se le dará mucha prioridad a los lugares en que existan probabilidades de localizar las zanjas para dientes amortiguadores, en donde haya que hacer despalmes, y donde se suponga que vayan a quedar los vertedores de demasías y obras de toma, y se justifique hacer trabajos más detallados debido a que se pueden utilizar desde el principio como materiales para la construcción de terraplenes. Cuando se ha comprobado que no existen materiales adecuados en suficiente cantidad a la distancia máxima de una milla de la presa, se investigan zonas más alejadas, de acuerdo con el plan.

El objeto final de la exploración detallada para encontrar bancos de préstamo, es determinar la profundidad de corte de la pala y la distribución de materiales en el terraplén, lo que se puede lograr si se perfora un número suficiente de agujeros, para determinar con precisión los perfiles del suelo en el área de préstamo. El dibujo del perfil que resulte de los sondeos a 500 pies indicará si son necesarios más sondeos. Evidentemente, cuando más homogéneo sea el suelo en el área de préstamo, será necesario menor número de sondeos para establecer el perfil de tanteo.

Debido a los cambios de planes, a los errores de estimación y a otras contingencias, deberán utilizarse factores de seguridad grandes al estimar las cantidades disponibles en los bancos de préstamo. Usando el procedimiento siguiente se tiene la seguridad de disponer de las cantidades necesarias. Cuando en el informe de un reconocimiento se estima que se necesitan menos de 10 000 yd3 (yardas cúbicas) de un tipo de material, se deberá localizar un volumen 10 veces mayor que la cantidad estimada; cuando son necesarias cantidades mayores de 100 000 yd3, se debe localizar un volumen igual a 5 veces el estimado. Para hacer estimaciones de viabilidad basadas en exploraciones subterráneas, estos factores se pueden reducir a la mitad. Aun en los bancos de préstamo bien explorados, en las estimaciones se exigen cantidades cuando menos vez y media mayores que las necesarias para tener la seguridad de que se dispone de las cantidades necesarias, cualesquiera que sean los métodos y equipo de construcción que utilice el contratista. A menudo se usan factores mayores cuando los datos existentes indican que los bancos son de naturaleza variable.

El enrocamiento y los terraplenes de roca. El enrocamiento es una capa de fragmentos grandes de roca durable. Su objeto es preservar la forma del talud o de la estructura que cubre, evitando la erosión debida al oleaje o a las corrientes. Los terraplenes de roca son

terraplenes construidos con fragmentos de roca en porciones de las presas de tierra o de enrocamiento.

La búsqueda de materiales adecuados para enrocamiento y terraplenes de roca se efectúa siguiendo la misma secuencia general que para la búsqueda de materiales para terraplenes. Como el enrocamiento es casi indispensable para las presas de tierra, es importante limitar la extensión del área en que se debe buscar. El cateo deberá extenderse radialmente a partir del lugar en que se va a efectuar la obra propuesta, hasta localizar un depósito de roca que tenga calidad y volumen suficiente para satisfacer las necesidades previstas. Se debe utilizar en la mejor forma posible los datos existentes, como lo son los mapas geológicos, las fotografías aéreas, planos topográficos y publicaciones estatales, federales, o de institución privadas.

Después de estudiar estos datos, las canteras existentes, los afloramientos de roca, y otras áreas con probabilidades se pueden marcar en el mapa o fotografía, para hacer investigaciones posteriores en el campo. A menudo es provechoso preguntar sobre los depósitos de roca o acumulamientos a los residentes de la localidad, y a los funcionarios de los gobiernos locales.

Las características principales que se deben buscar en el material para enrocamiento son la calidad y el tamaño de los fragmentos de roca. Los encargados de las investigaciones deben tratar, por inspección, de determinar si la roca tiene la calidad necesaria para resistir el efecto de las olas, la congelación y fusión del agua que contienen, y otras fuerzas desintegradoras, y determinar si el banco producirá material suficiente de los tamaños requeridos. El lugar más adecuado para empezar a explorar el banco de roca es cualquier afloramiento.

Los frentes verticales cortados hasta que la roca aparezca sin intemperizar deben examinarse cuidadosamente para ver si está fisurada por las deformaciones que ha sufrido, forma en que está agrietada, planos de sedimentación y zonas de material alterado. Los sistemas de fisuración y estratificación son especialmente importantes porque indican los tamaños que probablemente se obtendrían en su explotación. La exploración requerida para determinar, las características de las porciones que no quedan expuestas de un banco potencial para extraer enrocamiento se hace por medio de sondeos, pozos de prueba o zanjas. Las perforaciones en las que se extraen corazones de roca es el método más práctico y seguro para determinar las dimensiones del depósito, la profundidad del despalme y el espesor de la roca. Los corazones obtenidos proporcionan datos respecto a la calidad de la roca en las diferentes porciones del depósito, que no se podrían obtener de otra manera.

Cuando las formaciones de roca no sean de calidad adecuada para utilizarse en enrocamiento, deben investigarse otros yacimientos. Ha habido varios casos en los que se han utilizado boleos superficiales, porque no pudieron encontrarse yacimientos para extraer roca ni aun a la distancia de 100 mi del lugar. El uso de este tipo de enrocamiento, normalmente sólo es posible emplearlo cuando el boleo se encuentra en acumulamientos bastante concentrados para producir cantidades de importancia. No obstante, no es rara la explotación de acumulamientos muy separados para obtener la cantidad necesaria para una presa.

Ocasionalmente se encuentran taludes geológicos que contienen roca durable de los tamaños requeridos, y que son de magnitud suficiente para hacer innecesaria la explotación de canteras. Estos taludes son especialmente convenientes cuando son más accesibles que las canteras, lo que sucede con frecuencia. Poco puede decirse respecto a los materiales de los taludes, excepto que se haga un examen completo y un levantamiento, para determinar las características de la roca, la cantidad disponible, y la variación en tamaños. Las buenas fotografías forman parte de los datos de exploración de los bancos para enrocamiento y roca, y son especialmente valiosas cuando se trata de taludes. La Fig. 25 muestra un depósito formado por un talud de roca ígnea adecuada, para enrocamiento.

La existencia de materiales adecuados para enrocamiento o para terraplenes de roca tiene un efecto muy marcado en el proyecto de una estructura; en consecuencia, deben hacerse estudios muy cuidadosos de las cantidades. Ocasionalmente es posible hacer uso de un material fácilmente accesible en vez de tratar de buscar una roca superior a un costo considerable. Por otra parte, el uso de menores cantidades de materiales superiores puede compensar su mayor costo. En la parte G de este capítulo se dan datos sobre el muestreo de los bancos de enrocamiento. La conveniencia de los materiales para terraplenes de roca se basa en la identificación y en el examen del banco.

Agregados para concreto. Las investigaciones de campo para localizar materiales se reducen principalmente a la búsqueda de agregados y a exploraciones y muestreo de los depósitos existentes. Los encargados de los trabajos de localización deben estar familiarizados con los efectos que tiene la granulometría, sobre las características físicas y la composición del agregado en las propiedades del concreto. El criterio que se aplique y lo completo de las investigaciones preliminares en el campo se reflejan generalmente en la durabilidad y economía de las estructuras terminadas.

La mayor parte de los factores que influyen en la bondad de los depósitos de agregados se relacionan a la historia geológica de la región. Estos factores incluyen el tamaño, forma y ubicación del depósito; espesor y carácter del despalme; tipos y condiciones de la roca; granulometría, grado de redondez y de uniformidad de las partículas de los agregados, y el

nivel freático. Los agregados se pueden obtener de los depósitos de grava y arena naturales, de los taludes, o de las canteras en las zonas donde haya afloramientos.

La arena fina para combinar agregados se puede obtener algunas veces de los depósitos formados por el viento.

Los depósitos formados por las corrientes de agua generalmente son los más comunes y también los más convenientes, debido a que: (1) Los fragmentos son generalmente redondeados; (2) las corrientes de agua producen un efecto clasificador que puede mejorar la granulometría; y (3) el desgaste por el acarreo producido por la corriente y su depósito elimina parcialmente los materiales más débiles. Los conos aluviales con frecuencia se utilizan como bancos para agregados, pero generalmente se requiere un tratamiento mayor que el usual. Los depósitos glaciales proporcionan arena y grava, pero generalmente están circunscritos a las grandes latitudes o alturas. Estos depósitos, cuando no influyen los agentes fluviales, son generalmente demasiado heterogéneos para constituir buenos agregados, y cuando más se pueden utilizar después de tratamientos elaborados. Los depósitos glaciales que han sido afectados por la acción de las corrientes, con frecuencia contienen materiales buenos para agregados.

Cuando no se puede conseguir arena y grava natural es necesario fabricar el agregado extrayendo roca y triturándola. Normalmente, se extrae roca y se tritura cuando no se pueden obtener materiales de tamaño y calidad adecuada. Los bancos de roca con frecuencia tienen materiales estratificados que dificultan la obtención de muestras representativas del banco sin explotar. Además, la presencia de estratos o zonas de materiales inadecuados, como arcilla o arcillas laminares, en algunos casos obliga a excavar seleccionando los materiales y darles tratamientos especiales.

La extensión y gastos justificables de exploración para agregado para el concreto están determinados por el tamaño y el objeto de la estructura. Cuando se busquen materiales buenos para agregados es importante recordar que los materiales ideales se encuentran rara vez. Son comunes las deficiencias o exceso de uno o más tamaños. Pueden contener tipos malos de roca, partículas cubiertas y cementadas, o partículas con la forma de lajas en cantidades excesivas.

Deben explorarse los depósitos más prometedores y tomarse muestras por medio de sondeos ademados, pozos de prueba o zanjas y determinarse la bondad de los agregados.

B. FUENTES DE INFORMACIÓN

Planos topográficos. Es indispensable un plano topográfico para el proyecto y construcción de la presa. Antes de tratar de levantar un plano topográfico, se debe hacer una investigación completa para veo si existen planos que cubran las áreas del vaso, el emplazamiento de la presa, las fuentes potenciales de materiales de construcción. Se debe entrevistar el U.S. Geological Survey (USGS) para pedir informes sobre los planos existentes. Esta organización está haciendo una serie de planos topográficos estándar que cubran los Estados Unidos, Alaska, Hawaii y Puerto Rico.

La unidad de levantamiento para los planos del USGS es un cuadrilátero limitado por paralelos de latitud y meridianos de longitud. Los cuadriláteros que cubren 7.5 mm de latitud y longitud se publican generalmente a la escala de 1:24 000 (1 plg es igual a 2000 pies) o 1:31 680 (1 plg es igual a 1/2 mi). Los cuadriláteros que cubren 15 mm de latitud y de longitud se publican a la escala de 1:62 500 (1 plg es igual aproximadamente a 1 mi), y los cuadriláteros que cubren 30 mm de latitud y longitud se publican a la escala de 1.: 125 000 (1 plg es igual aproximadamente a 2 mi). En algunos estados occidentales, se han publicado unos cuantos cuadriláteros que cubren 1° de latitud y longitud a la escala de 1:250 000 (1 plg es igual aproximadamente a 4 mi). Unos cuantos mapas especiales se han publicado a otras escalas. Cada cuadrilátero se designa con el nombre de una ciudad, poblado o accidente topográfico prominente situado dentro de él, y en los márgenes del mapa se imprimen los nombres de los mapas vecinos que se hayan publicado.

Lo que caracteriza los mapas topográficos es que llevan la configuración del terreno indicada por líneas de nivel, que son líneas imaginarias que siguen la superficie del terreno a una elevación constante. El intervalo de las líneas de nivel es la diferencia de elevación que separa a dos líneas adyacentes en el mapa. Estos intervalos dependen de la inclinación del terreno y de la escala del mapa; varían de 5 a 200 pies. En algunos mapas de cuadriláteros se usan otros signos diferentes de las líneas de nivel para señalar la configuración topográfica. Estos son los hachures, líneas de configuración, símbolos y sombreados.

Los mapas publicados por el U.S. Geological Survey emplean colores para señalar los diferentes detalles. El negro se usa para los detalles artificiales o culturales, como caminos, presas, edificios, nombres y linderos. El azul se usa para el agua o para detalles hidrográficos, como lagos, ríos, canales y glaciares. El café se usa para el relieve o detalles altimétricos -para la configuración de los terrenos, por medio de líneas de nivel o de hachures. El verde se usa para las zonas arboladas con los símbolos típicos para señalar chaparrales, viñedos y huertas. Con el rojo se hace resaltar los caminos importantes, las áreas urbanas de construcción reciente y la líneas de subdivisión de los terrenos públicos:

Además de los mapas topográficos publicados, se pueden obtener datos muy importantes para los ingenieros en forma aprovechable del U.S. Geological Survey para las áreas levantadas, Por ejemplo, las situaciones y verdaderas posiciones geodésicas de las estaciones de triangulación y bancos de nivel permanentes están registrados. Además, se pueden obtener mapas manuscritos a una escala cuatro veces mayor que la de los mapas publicados un año o año y medio antes de su publicación final.

Cuando no existen planos topográficos del área que se estudia, se pueden usar otros tipos de mapas en las etapas preliminares. De considerable importancia para el proyecto de las presas son los levantamientos de los ríos. Son mapas en tiras que muestran el curso y la pendiente de las corrientes; la configuración del fondo del valle y faldas adyacentes; y las publicaciones de las ciudades, casas aisladas, zanjas de riego, caminos y otros detalles de los cultivos. Los mapas de los levantamientos de los ríos se hicieron principalmente en conexión con la clasificación de los terrenos públicos; por lo tanto, la mayor parte de ellos son de regiones de los estados occidentales. Si el valle tiene una anchura menor de una milla, la topografía llega hasta una altura de 100 pies o más arriba de la superficie del agua; si el valle es abierto y ancho, la topografía abarca una faja de 1 a 2 mi. Los probables vasos se levantan hasta la línea de embalse del vaso. La escala usual es de 1:31 680 o 1:24 000, y el intervalo normal de las líneas de nivel es de 20 pies en tierra y 5 pies en la superficie del agua. Muchos de estos mapas incluyen proposiciones para emplazamientos de presas en escala grande y tienen el perfil de la corriente. El tamaño de la hoja normal es de 22 por 38 pulg.

Los mapas de los levantamientos de los ríos, y otros mapas y hojas especiales, incluyendo los parques nacionales y monumentos y listas de agentes de mapas topográficos están en los índices de los mapas topográficos de los diferentes estados. Estos índices se pueden obtener en forma gratuita del U.S. Geological Survey. Las peticiones y consultas sobre los mapas publicados y sobre la existencia de mapas manuscritos u otros datos de la región deben dirigirse al U.S. Geological Survey, Denver Federal Center, Denver, Colo., o Washington 25, D.C.

Los mapas topográficos son de muchísimo valor para la exploración de cimentaciones y de materiales de construcción para las presas. Las situaciones y elevaciones de los sondeos de exploración, los afloramientos, detalles de la erosión pueden colocarse en el mapa, y la morfología indicada por las líneas de nivel indica en cierto grado el tipo de suelo. Datos sobre el origen y características de las formaciones más sencillas se da en la parte E de este capítulo.

Mapas geológicos. Se puede obtener mucha información técnica útil de los mapas geológicos. Estos mapas identifican las unidades rocosas que quedan debajo del vaso y del emplazamiento de la presa. Las características de las rocas son de la mayor importancia en la selección del emplazamiento y en el proyecto de la presa. Muchos de los suelos superficiales están estrechamente relacionados con el tipo de la roca de la que provienen. Cuando se consideran la influencia del clima y del relieve, el ingeniero puede hacer predicciones razonables del tipo de suelo asociado con los diferentes materiales de los cuales provienen. Las condiciones que imperan abajo de la superficie puede a menudo inferirse correctamente por medio de los datos tridimensionales dados en los mapas geológicos. Estos mapas son especialmente valiosos en las áreas en las que se tienen datos limitados sobre suelos considerados desde el punto de vista agrícola; por ejemplo, en las regiones áridas o semiáridas en las que las capas de suelos son delgadas.

En los mapas geológicos las rocas se identifican por su edad, considerada dentro de los periodos geológicos. La unidad de roca más pequeña que figura en los mapas es generalmente una formación, la cual consiste en un manto aislado o varios estratos de roca que se extienden en una área relativamente grande que pueden diferenciarse con claridad de las capas superiores o inferiores debido a sus características litológicas, a su estructura, o edad. La extensión superficial de estas formaciones está indicada en los mapas geológicos por medio de letras, colores y signos convencionales.

Las letras indican la formación y el periodo geológico. Por ejemplo, “Jm” indican formación Morrison del periodo jurásico. Los colores y signos convencionales vienen en los mapas elaborados por el U.S. Geological Survey. Los tonos amarillos y anaranjados se usan para las diferentes rocas del cenozoico; los tonos verdosos para las rocas del mesozoico; los tonos azules y púrpuras para las rocas del paleozoico; y los tonos bermejos y rojos para las rocas del precámbrico. Las formaciones estructurales principales se representan, siempre que sea posible, por medio de signos convencionales. Se usan combinaciones de puntos y rayas para las rocas sedimentarias; líneas onduladas para las metamórficas; y ganchos, cruces o signos que simulan cristales para las rocas ígneas. Otro tipo de símbolo común a los mapas geológicos indica la postura de los elementos estructurales de los estratos de roca. Los símbolos estructurales se dan como datos marginales de los mapas geológicos. Uno de los símbolos más importantes es el buzamiento y el rumbo, que indican la dirección del rumbo de un estrato de roca, falla, plegamiento o estructura de las corrientes; la dirección del buzamiento y su ángulo con la horizontal en grados.

Los mapas geológicos con frecuencia llevan uno o más cortes geológicos como datos marginales. El corte es una representación de la disposición de los diferentes estratos en profundidad a lo largo de una línea arbitraria marcada en el mapa. Los cortes geológicos son algo hipotéticos, y deben usarse con precaución. La escala vertical casi siempre se exagera.

Los cortes hechos con datos superficiales solamente, es fácil que lleguen a estar equivocados; los cortes elaborados de los registros de los sondeos o con datos obtenidos de las minas son más precisos. Un corte hecho con datos obtenidos en una pequeña localidad se le llama columna geológica, y muestra solamente los estratos y no la estructura de los mismos como en el corte geológico.

Existen varios tipos de mapas geológicos. Un mapa en que se muestre una vista en planta de la roca que existe en una zona es un mapa geológico regional. Este mapa indica los linderos de las formaciones visibles y la distribución deducida de las unidades cubiertas con suelos o plantas y, generalmente, incluye una o más secciones geológicas. Excepto cuando se indican gruesos depósitos de aluvión, los mapas regionales no indican los suelos o la regolita sin consolidar. En las áreas de geología complicada en las que los afloramientos de roca son escasos, la localización de los contactos entre formaciones están, a menudo, indicados como supuestos. Los mapas geológicos superficiales separan los materiales superficiales sin consolidar de acuerdo con sus categorías geológicas, como en aluviones, grava glacial y arenas eólicas. Estos mapas indican la extensión superficial, características, periodo geológico de los materiales superficiales. Los mapas geológicos regionales de las zonas moderadamente deformadas llevan con frecuencia suficientes símbolos estructurales para que se comprenda la estructura geológica de la región. En las zonas muy complicadas, sin embargo, cuando son necesarios una gran cantidad de datos estructurales para la interpretación de la geología, se preparan mapas geológicos estructurales especiales.

Además de dar el periodo geológico de las rocas que figuran en el mapa, algunos mapas describen brevemente las rocas. Muchos mapas, sin embargo, no llevan ninguna descripción litológica. El geólogo experimentado puede hacer determinadas suposiciones o generalizaciones respecto al periodo a que pertenece la roca por analogías con otras zonas. Para tener una certeza mayor sobre la identificación de la litología y para otros detalles, se debe consultar la literatura geológica de toda el área. Los datos técnicos se pueden obtener de los mapas geológicos si el que los usa posee conocimientos fundamentales de geología y sabe cómo utilizan los ingenieros los detalles geológicos en el proyecto y en la construcción. Estudiando el mapa geológico básico, al mismo tiempo que los datos geológicos colaterales que pertenecen al área mostrada, es posible preparar un mapa especial en el que se interprete la geología en función de los materiales de construcción. De la misma manera, las condiciones de las cimentaciones y de las excavaciones, así como los datos superficiales y los relativos al nivel freático, pueden interpretarse de los mapas geológicos. Estos datos son valiosos en la preparación de las actividades preliminares, pero no son un sustituto de las investigaciones de campo detalladas en las etapas de viabilidad y de las especificaciones.

El U.S. Geological Survey publica ahora una serie de mapas geológicos rectangulares que reemplazan las páginas antiguas del Geologic Atlas of the United States, publicado de 1894 a 1945. La nueva serie consiste en mapas geológicos, suplementados cuando es posible, de cortes estructurales y de otros medios gráficos de presentar los datos geológicos, y se acompañan de una breve explicación para dar mayor utilidad en sus aplicaciones científicas generales, económicas, y en la ingeniería. La descripción completa de las áreas levantadas en estos mapas e interpretaciones detalladas de la historia geológica, se reservan para otras publicaciones, como los boletines y folletos profesionales del Geological Survey. Se publican mapas separados en la serie de mapas geológicos en forma de cuadriláteros bajo títulos como “Geología Económica”, “Geología Superficial” y “Geología para Ingeniería”. Cada mapa se edita en dos formas: Una extendida para archivarse en los gabinetes grandes para planos y otra doblada para usarse en el campo.

Existen varios mapas geológicos que tienen un interés especial para los que proyectan presas. Existe una serie de mapas de los levantamientos geológicos y de investigaciones generales sobre los recursos naturales, dirigida por el Geological Survey, como parte del plan del Department of the Interior para estudiar y desarrollar La Cuenca del Río Missouri, que contiene mapas que indican los materiales de construcción y los recursos minerales no metálicos, incluyendo los depósitos de arena y de grava de varios de los estados dentro de la cuenca del Río Missouri.

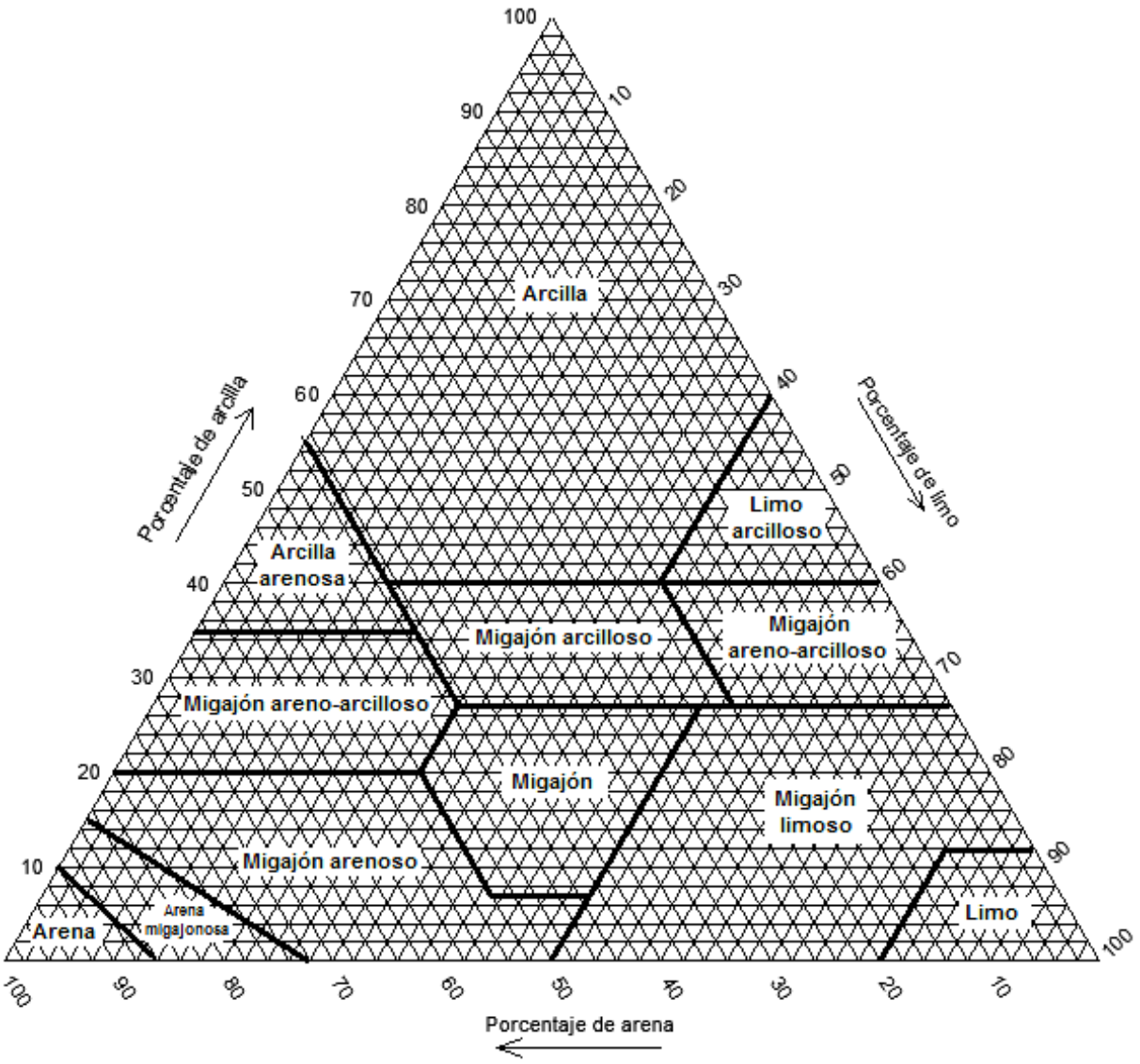
Mapas de suelos agrícolas. Una gran porción de los Estados Unidos ha sido levantada por el Departamento de Agricultura. Estas investigaciones son superficiales, que se extienden a profundidades de 6 pies, y consisten en clasificaciones de los suelos de acuerdo con el color, estructura, textura, constitución física, composición química, características biológicas y morfología. El Departamento de Agricultura publica informes de sus levantamientos en los que los suelos están descritos en detalle, diciendo para qué clase de cultivos se pueden utilizar. Con cada informe viene un mapa del área levantada, que generalmente es un condado que lleva la clasificación pedológica de los suelos que contiene. Además de los mapas de suelos del condado, existen muchas áreas en las que están levantadas las granjas separadas usando el mismo sistema de clasificación de los suelos.

Para aplicar los mapas de suelos agrícolas a las exploraciones de las cimentaciones y de los materiales de construcción, son necesarios algunos conocimientos sobre los sistemas de clasificación de los suelos. En estos sistemas se reconoce el hecho de que el movimiento de agua de la superficie hacia abajo deslava los coloides orgánicos y el material soluble de la porción superior, creando el perfil de suelos. La profundidad del efecto del deslave depende de la cantidad de agua, de la permeabilidad del suelo y del tiempo que transcurra. Por este

proceso se clasifica el suelo en tres capas diferentes. La capa superior presenta una deficiencia de partículas finas que se han acumulado en la capa subyacente, además de las que ya contenía. El suelo que queda debajo de esta segunda capa lo afecta poco el agua y permanece prácticamente invariable. Estas tres capas se designan de la superficie hacia abajo como horizonte A, horizonte B y horizonte C. En las clasificaciones detalladas, estos horizontes se pueden subdividir en A_1, A_2, etc.

La unidad de clasificación final, a la que se llamó tipo, se forma con el nombre de la serie del suelo más una clasificación según la textura del suelo de la capa superior u horizonte A.- Esta clasificación por textura es diferente de la usada en el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos usada para estudios de ingeniería (en la parte C de este capítulo). La Fig. 29 muestra la clasificación de los suelos por su textura, del Departamento de Agricultura de los Estados Unidos (2). El diagrama determina la terminología que debe usarse con-los diferentes porcentajes de arcilla (definida como las partículas menores de 0.002 mm), limo (de 0.002 a 0.05 mm), y arena (de 0.05 a 2.00 mm). Nótese el uso del término “migajón” que está definido en el diagrama como una mezcla de arena, limo y arcilla dentro de determinados porcentajes. Otros términos que se usan como adjetivos de los nombres obtenidos en el triángulo de las clasificaciones son: “Gravoso” para las partículas subredondeadas redondeadas de 2 mm a 3 pulg, pedernales a las gravas de tamaño del pedernal, y piedras para las mayores de 10 pulg.

La clasificación textural que se da como parte del nombre del suelo en los mapas de suelos agrícolas se refiere únicamente al material en el horizonte A; por lo tanto. no es de mucho valor para el ingeniero interesado en todo el perfil de suelos. La combinación de los nombres de las series de suelos y la clasificación por textura que forman el tipo de suelo, sin embargo, proporcionan una cantidad considerable de datos importantes. Para cada serie de suelos, se pueden conocer el grado de compactación, presencia o ausencia de tepetate o roca, litología del material de procedencia, y la composición química. Desde el punto de vista de la ingeniería, esta información es cualitativa más bien que cuantitativa, pero con frecuencia se puede utilizar con ventaja en la etapa de reconocimiento y en la planeación de las exploraciones subterráneas para las presas.



PORCENTAJES DE ARCILLA (PARTICULAS INFERIORES A 0.002 mm), LIMO (PARTICULAS DE 0.002 A 0.005 mm), Y ARENA (PARTICULAS DE 0.05 A 2.0 mm) DE LAS CLASES BASICAS DE TEXTURA

FIG. 29. Diagrama triangular para la clasificación de suelos por texturas (U.S. Soil Conservation Service)

El uso y limitación de las clasificaciones de los suelos agrícolas para estudios de ingeniería puede apreciarse por el siguiente ejemplo tomado del Soil Survey Manual (3). La “Serie Cecil” se describe en un párrafo que da para el gran grupo de suelos a que pertenece; la distribución geográfica general de la serie, las rocas de que proviene, y una comparación de la serie con otras asociadas o relacionadas. En otros párrafos se discuten las variaciones de las características de los principales tipos de suelos de la serie Cecil, y también el relieve,

drenaje, vegetación, uso del suelo, distribución de la serie por estados, localización del tipo, y notas. El perfil de suelos para la serie Cecil se describe como sigue;

Perfil del suelo (migajón arenoso Cecil):

A_{00} Una delgada capa de hojas y barbas de pino.

A_1 De 0 a 2 pulg de migajón arenoso, muy friable, de estructura fina, terronosa débil; fuertemente ácido. De 1 a 4 pulg de espesor.

A_2 . De 2 a 8 pulg de migajón arenoso, de amarillo suave a café amarillento claro, casi suelto o muy friable. De 4 a 10 pulg de espesor -

B_1 De 8 a 10 pulg de migajón arenoso friable pesado, de café rojizo a café oscuro; o migajón arcillo-arenoso ligero con estructura granular media; fuertemente ácido. De 2 a 4 pulg de espesor.

B_2 De 10 a 38 plg, arcilla de color café rojizo suave a fuerte, que es plástica cuando está mojada, muy firme cuando húmeda y muy dura cuando seca. La arcilla está moderadamente fisurada formando bloques, y contiene algunos granos blancos de arena y pequeñas hojuelas de nuca; fuertemente ácida. De 20 a 36 pulg de espesor.

B_3 De 38 a 60 pulg, migajón arcilloso, de café rojizo claro a mediano, moteado o manchado de amarillo; de firme a friable cuando húmedo. El suelo contiene suficiente mica en hojuelas pequeñas para sentirse al tacto resbaloso cuando se frota entre los dedos; tiene una estructura poco definida en forma de bloques gruesos y es fuertemente ácido. De 10 a 30 plg de espesor.

C De 60 pulg y más, café rojizo, moteado o manchado, café amarillento, gris claro, y material de roca desintegrada negro y friable en el que hay mucha mica; fuertemente ácido. De 20 a 60 pulg de espesor.

El informe agrícola sobre el examen de los suelos está diseñado de manera que incluya datos útiles al agricultor y a su comunidad. Sin embargo, aparte de los mapas de suelos y de las descripciones de los perfiles contenidas en estos informes, se incluyen otros datos de gran valor para el proyecto de las presas. En los informes se discute la topografía; las condiciones de la superficie del suelo; obstrucciones al movimiento sobre el terreno; la vegetación natural; tamaño de las granjas; utilización del suelo; métodos agrícolas y de cosecha; datos meteorológicos; drenaje; peligro de inundaciones; irrigación; abastecimiento de agua y calidad; distancia a las ciudades, caminos y ferrocarriles; energía eléctrica; y datos semejantes.

Fotografías aéreas. Las fotografías aéreas son representaciones gráficas de una porción de la superficie de la tierra, tomadas desde el aire. Pueden ser fotografías verticales, en las

que el eje de la cámara es vertical, o casi vertical; o una fotografía oblicua en la que el eje de la cámara está más o menos inclinado. Las fotografías oblicuas elevadas incluyen el horizonte; las bajas no. Las fotografías verticales se usan comúnmente como base para levantamientos topográficos, levantamiento de los suelos agrícolas, y para las interpretaciones geológicas.

Excepto cuando los bosques densos ocultan de la vista grandes superficies, la fotografía aérea revela todos los detalles naturales y artificiales sobre la superficie de la tierra. Se pueden determinar relaciones recíprocas que no se podrían encontrar en el terreno, no importa con qué cuidado se examine. La identificación de los detalles mostrados en la fotografía se facilita mediante las observaciones estereoscópicas. Luego los detalles se interpretan para un objeto determinado, como para estudiar la geología, la utilización de los terrenos, o las características técnicas. La experiencia y la preparación del ingeniero determinan la utilización de las fotografías aéreas. Los conocimientos que tenga de elementos de geología y de los suelos le ayudarán a interpretar las fotografías aéreas para estudio de ingeniería. Las fotografías aéreas con mucha frecuencia se utilizan para localizar áreas que se van a examinar y muestrear en el campo y como sustitutos de los mapas.

La interpretación de las fotografías aéreas respecto a tierras y detalles geológicos es relativamente sencilla y directa, pero requiere experiencia. Los detalles para el diagnóstico incluyen la posición del terreno, la topografía, drenaje y formas de erosión, tonos de los colores y cubierta vegetal. La interpretación se limita principalmente a los detalles superficiales o casi superficiales. Existen, sin embargo, casos especiales, en los que los detalles de la fotografía permiten hace predicciones seguras de los detalles profundos, subterráneos. Aunque se pueden hacer interpretaciones de cualquier fotografía bien enfocada la escala es un factor limitador, porque las fotografías a escala pequeña limitan la cantidad de datos que se pueden obtener. La escala de 1:20000 se ha encontrado satisfactoria para las interpretaciones para estudios de ingeniería y geológicos de los materiales superficiales. Las fotografías a escalas grandes con frecuencia tienen aplicaciones en los trabajos muy detallados, como para determinar la cantidad de desmonte, y para hacer levantamientos de los reconocimientos geológicos de los emplazamientos de las presas.

Las fotografías aéreas se pueden usar para identificar ciertos tipos de terrenos y formas terrestres. Estos detalles topográficos se describen en la parte E de este capítulo. El examen estereoscópico en la fotografía de una área, tomando nota muy especialmente de la topografía regional, de los detalles locales de los terrenos, y de los detalles del drenaje, será generalmente suficiente para identificar los tipos comunes de terreno, lo que permite

conocer la variación posible de suelos y rocas con anticipación, y definir sus características dentro de límites amplios.

Los detalles geológicos que pueden ser muy importantes en la localización o funcionamiento de las estructuras de las obras de ingeniería, se pueden identificar en las fotografías aéreas. En muchos casos, estos detalles se pueden identificar con mayor facilidad en las fotografías aéreas que en el terreno. Sin embargo, debe reconocerse que la aplicación de la interpretación de fotografías aéreas es aplicable solamente a los detalles que tienen manifestaciones superficiales, como las formas de drenaje y el alineamiento de las crestas o valles. Los sistemas de fisuración, desplomes, zonas de falla, plegamientos y otros detalles estructurales, algunas veces se identifican rápidamente en una fotografía aérea, mientras que puede ser difícil encontrarlos en el terreno, La importancia de estos detalles en la localización de una presa y de sus obras accesorias es obvia, La actitud general, sedimentación y fisuración de los estratos de roca expuesta, así como la presencia de diques e intrusiones, con frecuencia se pueden descubrir en las fotografías aéreas.

Formas de drenaje, especialmente su tipo y densidad, proporcionan una indicación de la permeabilidad relativa de los materiales terrosos. Cuando se forma una red apretada finamente dividida, es una indicación de una zona de suelos impermeables con escurrimiento elevado y poca filtración. En contraste, la ausencia de señales de erosión en la superficie es una indicación de una zona de suelos con poco escurrimiento y elevada infiltración, siempre que no se trate de un desierto. Las formas de drenaje en las zonas de nivel freático elevado tienen solamente una importancia limitada como indicadoras de los materiales terrosos presentes. La forma definitiva de los cursos de las corrientes superficiales, generalmente es una indicación del control que ejercen las estructuras geológicas locales.

Las formas de erosión tienen importancia, porque a menudo acusan las características de textura de los materiales expuestos. Los zanjones cortos, con mucha pendiente, con sección en y con pendientes uniformes, se asocian a los materiales granulares; los zanjones largos con pendientes uniformes de sección transversal redondeada, se asocian a los suelos plásticos de grano fino. Los limos y los materiales areno-arcillosos generalmente tienen zanjones con sección transversal en forma de U y pendientes variadas. La importancia de los zanjones como indicadores de la textura del suelo se modifica por la influencia climática extrema, como en las regiones áridas en las que se forman hoyas, cualquiera que sea la textura del suelo. A pesar de la influencia climática, sin embargo, los cambios en la pendiente o en la sección transversal de los zanjones, o cambios en la pendiente de las superficies erosionadas, pueden indicar un cambio en el suelo expuesto, textura de la roca, o en la estructura geológica.

Tonos de los colores (valores relativos de los grises de la fotografía); tienen una importancia general en que reflejan las condiciones de humedad de los suelos, y con frecuencia revelan la posición relativa del nivel freático. Los tonos claros están generalmente asociados con los terrenos bien drenados, como las gravas, arenas y limos con niveles del agua freática muy abajo de la superficie del suelo. Los colores de tonos oscuros generalmente indican arcillas orgánicas mal drenadas y arcillas limosas con niveles freáticos cerca de la superficie del suelo. La importancia del color del suelo en las fotografías aéreas debe apreciarse en comparación con el tono general del color, porque es de esperarse alguna variación en la calidad del tono fotográfico de las fotografías separadas. También es necesario excluir, visualmente los tonos de color producidos por la cubierta vegetal.

La cubierta vegetal es importante porque la forma de la vegetación producida en las fotografías aéreas con frecuencia refleja la naturaleza del suelo y las condiciones de humedad. Además, un cambio en la forma de la vegetación puede indicar un cambio en el tipo de textura de la roca subyacente. El uso de las formas de vegetación como indicación de las condiciones del suelo puede resultar más útil en los climas extremosos, como en las regiones árticas, tropicales y áridas, en los que la combinación de suelo y clima hace selectivo el desarrollo vegetal. En las regiones áridas la forma de la vegetación se puede utilizar para distinguir entre los suelos muy alcalinos y poco alcalinos y entre los niveles freáticos altos y los bajos. El uso efectivo de la vegetación como indicador de materiales en las fotografías aéreas requiere una correlación de campo limitada.

H. REGISTRO DE LAS EXPLORACIONES

Identificación de los barrenos. Para tener la seguridad de que los registros están completos y para eliminar confusiones, los agujeros de prueba o sondeos deben numerarse en el orden en que se excavan, y la serie de números debe ser continua durante las diferentes etapas de estudio. Si se proyecta y se incluye en el programa un agujero, es preferible conservar su número en el registro como “no perforado” o “abandonado” con una nota aclaratoria en vez

de repetir este número en otro lugar. Sin embargo, se permite cambiar de lugar los sondeos distancias cortas y conservar el número correspondiente, cuando estos movimientos son obligados por las condiciones locales o por cambios en los planos de ingeniería. Cuando las exploraciones cubren varias áreas, como los posibles emplazamientos para la presa, y diferentes bancos de préstamo, se deberá usar una nueva serie de números para cada lugar o préstamo. Un método ordinario es comenzar la numeración de cada nueva área explorada con el ‘número 100.

Los sondeos se designan con un prefijo formado por una o dos letras para describir el tipo de exploración. Las designaciones siguientes se usan con frecuencia:

DH Agujero de perforadora
AH Agujero de barrena (a mano)
AP Agujero de barrena (mecánica)
TP Pozo de prueba
T Zanja
PR Agujero para determinar la resistencia

Formas para registros. Un registro en la relación escrita de los datos que se refieren a los materiales y condiciones encontradas en cada sondeo. Proporcionan los datos fundamentales en los que se basarán todas las conclusiones subsecuentes, como la de que son necesarias más exploraciones o pruebas, la bondad del lugar, para el emplazamiento, el tipo de proyecto necesario, el costo de construcción, el método de construcción, y la apreciación del probable funcionamiento de la estructura. Un registro puede representar una información oportuna e importante que se utilice durante un periodo de varios años; puede necesitarse para describir con precisión un cambio de condiciones al pasar el tiempo; y puede constituir una parte importante de los documentos en que se basa el contrato; y puede ser necesario en los tribunales en caso de disputa. Cada registro, por lo tanto, debe ser real, preciso, claro y completo. No debe ser engañoso.

Los encabezados de las formas tienen espacios para poner los datos del proyecto, detalle, número del agujero, localización, elevación, fechas en que se comienza y termina, y el nombre de la persona responsable. Datos breves como la profundidad a la roca fija y al nivel freático son útiles. Todos estos datos son importantes; las omisiones deben justificarse. El cuerpo de la forma para el registro está dividido en una serie de columnas con las diferentes clases de datos necesarios de acuerdo con el tipo de sondeo.

Los registros deben siempre contener datos sobre el tamaño del agujero y del tipo de equipo usado para perforarlo o excavarlo. Estos deben incluir la clase de borca usada en los sondeos, una descripción del equipo perforador o de barrena usada, o el método empleado en la excavación de los pozos de prueba. El lugar del que se toman las muestras debe indicarse en los registros, y la cantidad de material recogido como corazón debe expresarse como porcentaje de cada longitud de penetración del cilindro. Los registros deben también consignar la extensión y el método de soporte usado al aire profundizando el sondeo, así como el tamaño y espesor del ademe, localización y extensión de las inyecciones de cemento si se usan, tipo de lodo para perforar, o tipo de ademe en los pozos de prueba.

En todos los registros se darán datos sobre la presencia o ausencia de agua y comentarios sobre la seguridad de los datos. Se debe registrar la fecha en la que se hacen las medidas, porque los niveles del agua freática fluctúan estacionalmente. Los niveles del agua deben registrarse periódicamente desde que se encuentre por primera vez el agua y al use profundizando el agujero. Es importante anotar la existencia del nivel de aguas colgadas y de aguas con presión artesiana. Se deberá anotar la extensión de los acuíferos y se deben consignar las áreas en las que se pierde agua al proseguir la perforación, con lo que se evitará duplicar los datos en trabajos subsecuentes en el mismo agujero. El registro debe contener datos de las pruebas con agua hechas a intervalos, como se describe en la Sec. 113. Como puede ser conveniente mantener registros periódicos, debe decidirse esto antes de abandonarlos y taparlos.

Cuando se encuentran cantos rodados y boleo en la exploración de bancos para materiales para el terraplén, es importante determinar su porcentaje por volumen. La forma de registro para pozos de prueba o de agujeros hechos con barrena incluye un método para obtener el porcentaje por volumen de roca de 3 a 5 plg, y de roca mayor de 5 plg. El método consiste en pesar la roca, convertir el peso en volumen de los sólidos de la roca, y medir el volumen del agujero que contiene la roca. Esta determinación puede hacerse en el volumen total del estrato excavado o en una porción representativa del estrato por medio de una zanja de prueba.

En los sondeos en que se penetra menos de 25 pies de posible material de préstamo, se deberán asentar las razones para detener la perforación en la parte que corresponde a “observaciones” en el registro. En todos los demás tipos de agujeros, se deberá decir al final del registro que el trabajo se terminó como se había previsto o explicar las razones por las que se abandona el agujero. El material no debe describirse como afloramientos de roca, roca fija, material de derrumbe u otra terminología interpretativa, a menos de que en los sondeos se hayan encontrado esas condiciones y se hayan extraído muestras que lo corroboren. Se considerarían razones correctas como las siguientes: Agujero eliminado por falta de fondos; agujero derrumbado; profundidad limitada por la capacidad del equipo; se encontró agua; no se pudo penetrar por el material duro del fondo del agujero.

Descripción de los suelos. La persona que hace los registros de los agujeros debe poder identificar los suelos de acuerdo con el Sistema de Clasificación Unificada de Suelos. La descripción de un suelo en un registro debe contener su nombre típico, seguido de los datos descriptivos pertinentes, como los que se dan en la lista de la Tabla 11. Después de que se ha descrito el suelo, se debe colocar en el grupo de clasificación correspondiente usando los símbolos compuestos de letras. Estos símbolos de grupos representan una variedad de

suelos que tienen ciertas características comunes; por lo tanto, por sí mismos no son suficientes para describir un suelo determinado. Las clasificaciones limiten (dos grupos de símbolos separados por un guión) se deben usar cuando el suelo no queda claramente dentro de uno de los grupos, teniendo al mismo tiempo características evidentes de los dos grupos.

TABLA 11. DESCRIPCION DE LOS SUELOS

	Para préstamos		**Cimentación**	
Datos descriptivos	**Suelos de grano grueso**	**Suelos de grano fino**	**Suelos de grano fino**	**Suelos de grano grueso**
Nombre típico (se dan ejemplos en el cuadro de clasificación)……,,,,,,,,,,,,,,,,,	XX	XX	XX	XX
Porcentajes aproximados de grava y arena……..	X	……	X	…….
Tamaño máximo de las partículas (incluyendo cantos y boleo)……	XX	……	X	…….
Forma de los granos gruesos – angulosidad……..……	X	……	X	…….
Condiciones superficiales de los granos gruesos-recubrimientos…….	X	…….	…….	…….
Dureza de los granos gruesos –posible fracturación de tamaños más pequeños……	X	…….	X	…….
Color (los suelos de grano fino deberán estar húmedos)……..	X	X	X	X
Humedad y condiciones de drenaje (seco, húmedo, mojado, saturado)……	XX	XX	XX	XX
Contenido orgánico……	X	X	X	X
Plasticidad (de la fracción fina de los suelos de grano grueso; grado y carácter de los suelos de grano fino)……..……..	X	XX	X	XX
Cantidad y tamaño máximo de los granos gruesos……	…….	X	…….	X
Estructura (estratificación, etc., dése el buzamiento y el rumbo; alveolar floculenta, agujeros de raíces)……..	……..	…….	XX	XX
Cementación-tipo……	……..	……..	XX	XX
Grado de compacidad-seulta o densa				

(excepto en las arcillas) Consistencia en los estados originales y remoldeados (solamente para las arcillas)……	…… ……	…….. ……..	XX ……	XX XX
Nombre local o geológico……	X	X	X	X
Símbolo del grupo……	XX	XX	XX	XX

Los objetos para los que se estudian los suelos para las presas pequeñas pueden dividirse en dos categorías: (1) Materiales de banco de préstamo para terraplenes o rellenos y (2) materiales de cimentación para la presa y estructuras accesorias. La importancia que se dé al describir los diferentes detalles depende de la categoría de que se trate, Para muchas estructuras se deben excavar grandes cantidades de suelos para llegar a una cimentación deseada. Por cuestión económica, siempre se deberá hacer el máximo uso de este material excavado, en la construcción de terraplenes y de rellenos. Una área de cimentación, por lo tanto, se convierte en un banco de materiales, y los estudios de esta área deben tomar en cuenta este objeto doble. Las descripciones de los suelos encontrados en estos estudios deben contener los datos esenciales requeridos por los materiales de préstamo y para suelos de cimentación.

Los suelos que son bancos probables de préstamo de materiales para terraplenes deben describirse en forma correcta en el registro del de prueba de exploración o agujero de barrena. Como estos materiales se van a alterar por excavación, transporte y compactación en el terraplén, su estructura es menos importante su cantidad y las características de los constituyentes del suelo. Sin embargo, es importante registrar su humedad natural. Los suelos de los bancos de préstamo muy secos requieren la adición de grandes cantidades de agua para el control de su compactación, y los suelos muy húmedos que contienen cantidades apreciables finos pueden requerir tratamientos complico para poderlos utilizar. Por sencillez, la humedad natural de los suelos de los préstamos deben reportarse como secos, húmedos, o mojados. Un suelo se reporta seco cuando evidentemente necesita la adición de agua para poderlo compact correctamente en el terraplén. Un suelo debe reportarse como húmedo si está cerca de la humedad óptima de Proctor. Los suelos que se repo tan como mojados, evidentemente contendrán mucha más agua que la necesaria para la humedad óptima. Los agujeros en los préstamos registran de manera que queden indicadas las divisiones entre los diferentes grupos de las clasificaciones. Sin embargo, dentro del mismo grupo de suelos deben registrarse los cambios importantes en su humedad.

Cuando los suelos se estudian como cimentaciones para presas y obras auxiliares, son muchísima importancia, su estructura natural, su compacidad y humedad. Los registros de

las exploraciones, por lo tanto, deben señalar las condiciones del suelo en su lugar además de describir sus constituyentes. El estado natural de los suelos de cimentación es importante porque su capacidad de carga y su asentamiento pueden variar tremendamente con la consistencia o capacidad del suelo. Por lo tanto, el dato de que un suelo arcilloso es duro y está seco, o blando y húmedo es importante. En el proyecto se deben considerar los cambios en la consistencia de los suelos de cimentación debidos a los cambios humedad. La clasificación correcta es necesaria para poder predecir el efecto de este cambio de humedad en las propiedades de la cimentación.
En la Tabla 11 se da una lista de los datos que son necesarios para describir los suelos se van a usar como material de préstamo y cimentaciones. Bajo cada una de estas categorías, se indican con una X los datos necesarios para los suelos de grano grueso y para los suelos grano fino. No todos estos datos descriptivos necesitan siempre. Deberá usarse criterio para incluir la información pertinente, evitar información negativa, y para eliminar repetición. Los conceptos marcados con XX deben siempre reportarse.

Descripción de los corazones de roca. El objetivo básico al describir los corazones de roca proporcionar un registro conciso de las características importantes, geológicas y físicas, de los ria1es de los corazones. Las descripciones prepararlas, de preferencia, un geólogo; su utilidad quedará controlada, principalmente, por experiencia individual en hacer registros de corazones de roca para los trabajos de ingeniería y sus conocimientos de geología. Así, un geólogo experimentado incluirá varios detalles aparentemente poco importantes, o condiciones él sabe que tienen importancia técnica y excluyen otros detalles geológicos que solamente tienen interés académico.

La descripción del corazón de la roca debe contener el nombre típico de la roca seguido de datos sobre sus detalles litológicos y estructurales, condición física, incluyendo alteración y cualesquiera detalles especiales geológicos, mineralógicos o físicos convenientes para la interpretación de las condiciones subterráneas. La clasificación de las rocas se da en la parte D de este capítulo. Deberá darse atención a: (1) la posición y categoría de las uniones, grietas o fracturas y si están abiertas o llenas, así como a los síntomas de corte, trituración o falla; (2.) a los planos de estratificación, laminación o sedimentación y a la facilidad de división a lo largo de esos planos; (3) al color, forma y tamaño de los granos, y (en las rocas sedimentarias como la arenisca) la mineralogía de los granos y material cementante así como a la extensión con la que el material cementante ocupa los espacios intergranulares; y (4) al grado de alteración o intemperismo y dureza de la roca. En el último caso son útiles frases complementarias como “se rompe con un golpe fuerte de martillo “, “se desmorona fácilmente entre los dedos” o “dura como un ladrillo ordinario”. La estimación de las

longitudes sucesivas de los pedazos de corazón en el sondeo aumenta la atención a los cambios en las formaciones o en las condiciones de las rocas del sondeo, que de otra manera no se habrían podido reconocer, pero que no son menos útiles para poder valorizar las condiciones subterráneas en el sentido técnico.

El objeto de la perforación y de sus registros es obtener evidencias de las condiciones "originales" de la roca; por lo tanto, deberá tenerse cuidado en anotar cualquier condición o daño en el corazón debido al tipo de broca o de cilindro para corazones o a la mala dirección en el proceso de perforación. Estos factores pueden tener un efecto marcado en la longitud y condición del corazón recogido, especialmente en roca blanda, friable, o muy fracturada.

Los buenos registros o descripciones de los corazones de roca pueden formularlos las personas con experiencia razonable por examen visual del corazón o "muestra de mano" auxiliándose de muestras sencillas de campo. Las pruebas detalladas microscópicas o de laboratorio para definir el tipo de roca o mineralogía, son generalmente necesarias en casos especiales. La Fig. 81 muestra cómo se disponen los corazones de roca de un sondo para hacer el registro.

I. PRUEBAS DE CAMPO Y DE LABORATORIO

Generalidades. De la gran variedad de pruebas de campo y de laboratorio que se han usado en el proyecto de una presa, solamente aquellas que son aplicables a los procedimientos de proyecto simplificados que se usan en este texto, se describen aquí. Además de los datos cuantitativos (el número de golpes por pie) obtenidos durante la prueba de penetración estándar, descrita en la Sec. 103; otras dos pruebas de campo en las que se obtienen valores para el terreno natural, y que son aplicables para estudiar las cimentaciones para las presas pequeñas son: (1) Las pruebas para determinar la permeabilidad y (2) las pruebas para determinar la densidad en el lugar. La última prueba se usa también de préstamo para determinar los factores de contracción entre los volúmenes de excavación y de terraplén.

Las descripciones de las pruebas de laboratorio de los suelos se limitan a las que se refieren a la determinación de las características de compactación, para compararlas con las suposiciones hechas, tomadas de la Tabla 6 (Sec. 89) y para correlación con las pruebas de control para la construcción, dadas en el apéndice E. En la descripción de las pruebas se trata de dar una idea general de su objeto. Para los procedimientos detallados de prueba se deberá consultar el Earth Manual del Bureau of Reclamation [7] o la especificación ASTM [9] anotada para varias pruebas.

Las pruebas de laboratorio para determinar la calidad del enrocamiento y de los agregados para concreto, comúnmente usada en las especificaciones para estos materiales, se

describen para explicar el significado de esas pruebas. Los detalles de los procedimientos de prueba se pueden encontrar en el Concrete Manual del Bureau of Reclamation [8] y en la especificación ASTM [9].

Pruebas de campo para determinar la permeabilidad. (a) *Generalidades*. Se pueden obtener valores aproximados de la permeabilidad de los estratos separados, atravesados por los sondeos, haciendo pruebas con agua en los agujeros. La seguridad de los valores obtenidos depende de la homogeneidad de los estratos probados y de ciertas restricciones de las fórmulas matemáticas usadas. Sin embargo, si se tiene un cuidado razonable en obrar de acuerdo con los procedimientos recomendados, se pueden obtener resultados útiles durante las operaciones ordinarias de perforación. El uso de métodos más precisos para determinar la permeabilidad por bombeo de pozos con una serie de agujeros de observación, para medir el descenso del nivel freático o por pruebas de inyección usando ademes perforados de gran diámetro, se consideran innecesarias para el proyecto de presas pequeñas.

Las pruebas descritas en seguida son del tipo de inyección; es decir, se basan en la medida del agua que se puede inyectar en el terreno por el extremo inferior de un tubo, o en una sección sin ademe en el agujero. Estas pruebas no son válidas y pueden desorientar mucho, a menos de que se use agua clara. La presencia aun de pequeñas cantidades de arcilla en el agua añadida pueden disminuir la permeabilidad de la sección de prueba y dar permeabilidad muy pequeña. Por medio de un tanque de decantación o un filtro, deben hacerse esfuerzos para asegurarse de que solamente se usa agua limpia. Es conveniente que la temperatura del agua añadida sea más elevada que la del agua subterránea, para evitar la creación de burbujas de aire en el terreno, que pueden reducir el volumen de agua que se puede inyectar.

(b) *Pruebas con tubos verticales*. Las Figs. 85 (A) y (B) muestran una prueba hecha por el extremo abierto de tubos de ademe, hincados a la profundidad deseada y que se han limpiado cuidadosamente hasta el fondo. Cuando el agujero se prolonga hasta abajo del nivel de las aguas freáticas, se recomienda que se mantenga lleno de agua el agujero durante la limpieza, y especialmente cuando se sacan las herramientas, para evitar que se apriete el suelo en el fondo del tubo. Después de que se ha limpiado el agujero, hasta la profundidad correcta, se comienza la prueba añadiendo agua clara a través de un sistema medidor para mantener una corriente por gravedad a carga constante. En las pruebas que se efectúan arriba del nivel freático [Fig. 85 (B)] rara vez se obtiene un nivel estable y constante; y variaciones en el nivel de unos cuantos décimos de pie con un gasto constante se considera satisfactorio durante aproximadamente, 5 mm.

Si se desea aplicar presión al agua que se inyecta en el agujero, la presión en unidades de carga, se suma a la carga por gravedad, como se muestra en la Fig. 85 (C) y (D). Se registra las medidas de carga constante y de gasto constante, el tamaño del tubo de ademe, y las elevaciones de los extremos superior e inferior del tubo. La permeabilidad se obtiene con la siguiente relación determinada por analogía con fenómenos eléctricos:

$$K = \frac{Q}{5.5rH}$$

en la que:

K = permeabilidad,

Q = gasto constante del agua que entra en el agujero

r = radio interior del edeme y

H = carga hidráulica diferencial

Se puede usar cualquier sistema de unidades compatibles. Por comodidad la Ec (2) se puede escribir:

K (en pies por año)

$$= C_1 \frac{Q}{H} \frac{(en\ galones\ por\ \mathrm{min}uto)}{(en\ pies)}$$

Los valores en C_1 varían con el tamaño del ademe como sigue :

Tamaño del ademe	EX	AX	BX	NX
C_1	204000	160000	129000	102000

El valor de H para las pruebas de gravedad hechas abajo del nivel de aguas freáticas es la diferencia en pies entre el nivel del agua en el ademe y el nivel del agua freática. En las pruebas arriba del nivel freático, H es la profundidad del agua en el agujero. En las pruebas a presión, se añade la presión aplicada convertida a pies de agua (1 lb/pl^2 = 2.31 pies) para obtener H.

Para el ejemplo mostrado en la Fig. 85 (A):

Datos:

NX ademe,

Q = 10.1 gal por min,

H = 21.4 pies

$$K = C_1 \frac{Q}{H} = \frac{(102000)(10.1)}{21.4}$$

= 48 100 pies por año

Para el ejemplo mostrado en la Fig. 85 (D):

Dados:

NX ademe,

Q = 7 gal por min,

H (de gravedad) = 24.6 pies,

H (de presión) = 5 lb/plg^2 = 5 x 2.31 = 11.6 pies de agua.

Luego H = 24.6 + 11.6 = 36.2 pies, y

$$K = C_1 \frac{Q}{H} = \frac{(102000)(7)}{36.2} = 19700 \text{ pies por año.}$$

(c) Pruebas con empaques. (La Fig. 86 muestra una prueba de permeabilidad hecha en una porción de un sondeo abajo del ademe. Esta prueba se puede hacer arriba y abajo del nivel freático con tal que el agujero permanezca abierto. Se usa, comúnmente, para hacer pruebas a presión de roca fija usando empaques, pero se puede usar en materiales sin consolidar en que se coloca un empaque un poco adentro del extremo superior del ademe.

Las fórmulas para esta prueba son:

$$K = \frac{Q}{2\pi LH} \log_e \frac{L}{r}, L \geq 10r$$

$$K = \frac{Q}{2\pi LH} senh^{-1} \frac{L}{2r}, 10r \rangle L \geq r$$

En las que:

K = permeabilidad,

Q = gasto constante hacia dentro del agujero

L = longitud de la porción del agujero probado

H = carga hidráulica diferencial

r = radio de agujero probado,

$\log_e$ = arco seno hiperbólico

Estas fórmulas tienen su mayor validez cuando el espesor del estrato probado es cuando menos 5L, y se consideran como más seguras para pruebas abajo del nivel de aguas freáticas que arriba del mismo.

Por comodidad, las fórmulas se pueden escribir:

K (pies por año) = $C_p \frac{Q}{H} \begin{matrix} (galones\ por\ \min uto) \\ (pies) \end{matrix}$

en la que H es la carga hidráulica en pies que actúa en la longitud que se prueba. Cuando la longitud que se prueba queda abajo del nivel freático, H es la distancia en pies del nivel freático a la cabeza giratoria más la presión aplicada en unidades de pies de agua. Cuando la longitud que se prueba queda arriba del nivel freático, H es la distancia en pies del centro de la longitud probada a la cabeza giratoria, más la presión aplicada en unidades de pies de agua. Para las pruebas de gravedad (en las que no se aplica presión) las medidas de H se hacen al nivel del agua dentro del ademe (generalmente al nivel del terreno).

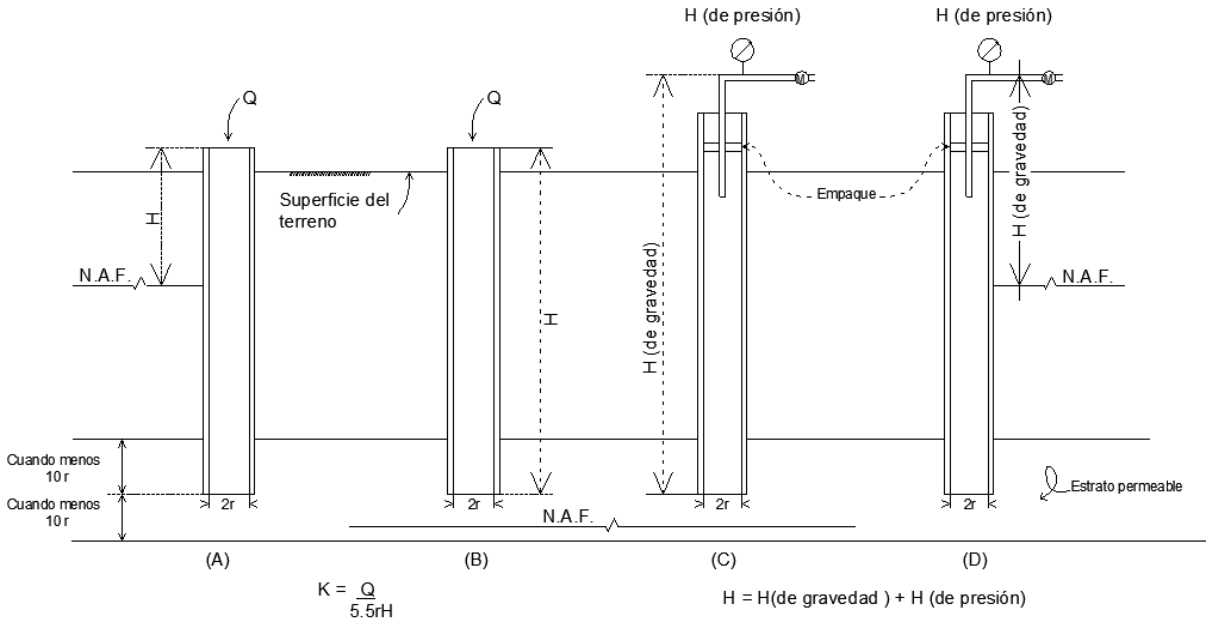


FIGURA 85. Prueba con tubo abierto para determinar la permeabilidad de los suelos , que se puede hacer en el campo

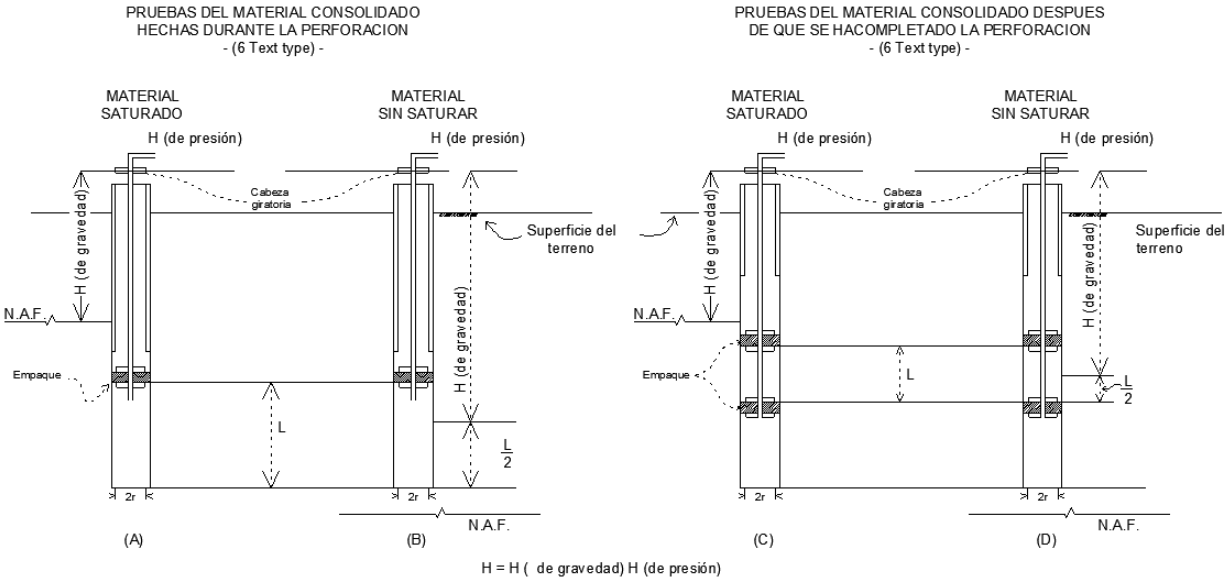


FIGURA 86 Prueba con tubo abierto para determinar la permeabilidad de los suelos después de colocar los empaques en el tubo o en la barrena

Se dan valores de C_p en la tabla siguiente para varias longitudes de la sección de prueba y diámetros del agujero.

El procedimiento usual es perforar el agujero, sacar el cilindro para corazones u otras herramientas, colocar el empaque, hacer la prueba, quitar el empaque, perforar a mayor profundidad, colocar otra vez el empaque, probar la nueva sección perforada y repetir la prueba. Si el agujero se sostiene sin ademe, un procedimiento común es perforarlo hasta su profundidad final, llenarlo de agua, agitar el agua y vaciarlo. Luego colocar dos empaques en el tubo o en la barrena, como se ve en la Fig. 86 (C) y (D). La longitud del empaque cuando se encuentre ensanchado debe tener cinco veces el diámetro del agujero. El fondo del tubo que se sujeta al empaque debe taparse y su porción perforada debe quedar entre los empaques. Cuando se hacen pruebas entre dos empaques, es conveniente empezar del fondo del agujero y trabajar hacia arriba.

Ejemplo para la Fig. 86 (A):

Dados:

NX ademe colocado a la profundidad de 5 pies

Q = 2.2 gal por min.

L = 1 pie,

H (de gravedad) = distancia del nivel de agua freática a la cabeza giratoria = 3.5 pies

H (de presión) = 5 lb/plg^2 x 2.31 =11.55 pies de agua.

H = H (de gravedad) + H (de presión) = 15.1 pies

De la tabla, C_p = 23300

$$K = C_p \frac{Q}{H} = \frac{(23300)(2.2)}{15.1} = 3400 \text{ pies por año}$$

Pruebas para determinar la densidad en el lugar

(a) Midiendo el volumen con arena. Este método se usa para determinar la densidad en el lugar en una cimentación, en un banco de préstamo, o en un terraplén compacto, excavando un agujero en una superficie horizontal, pesando el material excavado y determinando el volumen del agujero llenándolo con arena calibrada. La determinación de la humedad en una muestra del suelo excavado permite calcular la densidad del suelo seco del terreno. Se han usado varios procedimientos utilizando globos y agua o aceite para medir el volumen del agujero, pero método de la arena es el más común.

Aproximadamente 100 lb de arena limpia, se- al aire, uniforme, que pase por la criba No. 16 y quede retenida en la No. 30 se ha encontrado conveniente. La arena limpia “acarreada por el aire” o de duna es buena. Cuando se hacen las pruebas con agujeros grandes en los suelos gravosos, la arena gruesa de partículas redondeadas que pase por la criba No. 4 y quede retenida en el del No. 8 es la que se recomienda. La arena se calibra vertiéndola en un recipiente de volumen conocido que tenga aproximadamente el tamaño y la forma del tipo de excavación que se va a usar, se pesa, y se calcula su peso unitario colocada.

En el lugar de la prueba, se quitan todos los materiales sueltos en un cuadro de 18 a 24 plg de lado y se nivela su superficie. Se debe utilizar una plataforma de trabajo apoyada a cuando menos 3 pies de la orilla del agujero de prueba, cuando se esté excavando en suelos que se puedan deformar y cambiar de dimensiones el agujero debido al peso del operador. Para los suelos cohesivos resulta conveniente un agujero de 8 plg de diámetro, de 12 a 14 plg de hondo, cuando contienen poca o ninguna grava. Para los suelos gravosos es necesario hacer un agujero con un diámetro de, aproximadamente, 12 plg en la superficie, que vaya disminuyendo de diámetro hasta tener aproximadamente 6 plg a una profundidad de 12 a 14 plg.

Se coloca sobre el terreno una plantilla de acero o de madera que tenga un agujero de igual tamaño al del suelo y se hace la excavación, cuidadosamente, con una barren a u otra herramienta de mano. Todo el material extraído del agujero se coloca en un recipiente hermético para pesarlo después. Para evitar la pérdida de humedad se debe mantener tapado el recipiente excepto cuando se use; y en los climas calientes y secos se deberá poner una sombra en el área de prueba y un trapo húmedo sobre el recipiente.

El volumen del agujero se determina llenándolo cuidadosamente con arena calibrada usando una regadera sin cebolla, o un método semejante. El peso de la arena utilizada para llenar el agujero se determina restando el peso final de la arena y el recipiente (más el peso calculado de la arena que ocupa el pequeño espacio del templete), del peso inicial. El volumen de la arena (y del agujero) se calcula del peso conocido de la arena calibrada.

La densidad del material húmedo en el lugar es el peso del suelo extraído del agujero dividido por el volumen del agujero. En los suelos que no contienen grava, se toma una muestra representativa para determinar la humedad. Luego se calcula la densidad del material seco.

En los suelos que contienen fragmentos de los tamaños correspondientes a las gravas, se determina la densidad del total del material húmedo como se dice adelante. En el laboratorio, las partículas de grava se separan del suelo, y se determina su peso y el volumen de sus sólidos y se resta del peso total del material y el volumen del agujero, respectivamente, para obtener la densidad del material húmedo de la fracción de suelo que

pasa por la criba No. 4, que se convierte en la densidad del material seco determinando la humedad.

(b) Método para los suelos secos exentos de grava. A menudo es necesario determinar la densidad del material seco en el lugar y la humedad de cimentaciones bastante profundas de suelos cohesivos arriba del nivel freático. El método para determinar la densidad por medio de arena, -dado antes en (a), se aplica cuando se trata de un pozo de prueba o de un agujero grande hecho con barrena para tener acceso a la cimentación. El siguiente método sencillo se ha usado con éxito para obtener la densidad en el lugar a diferentes profundidades en las cimentaciones y en los bancos de préstamo de los suelos exentos de grava usando una barrena de mano.

Se construye una plataforma en la que pueda pararse el operador sin apoyarse sobre el suelo a una distancia menor de 2 pies del agujero que se va a perforar. Un sistema de durmientes y vigas cubiertas por una tarima con un agujero de 12 plg de diámetro en el centro será suficiente. Con esta instalación se evita exprimir la porción superior del agujero. El procedimiento consiste en comenzar un agujero con una posteadora de 8 plg de diámetro, penetrando en el suelo una distancia entre 6 plg y un pie, según la profundidad probable del despalme, El suelo extraído se tira, y la profundidad de la superficie del terreno al vértice del cono en el fondo del agujero se mide con una aproximación de 0,01 pie. Luego se profundiza el agujero con la barrena a una profundidad de 3 pies o hasta cualquier cambio aparente en la estructura del suelo, lo que primero ocurra; y el suelo extraído se coloca en una lona limpia, se muestrea para determinar la humedad y se pesa. Se mide la profundidad desde el fondo

del pozo a la superficie del terreno cuidadosamente otra vez, con una exactitud de 0.01 de pie, y el diámetro del agujero se mide a, aproximadamente, 1 pie abajo de la superficie del terreno.

El volumen del agujero muestreado es la diferencia entre las dos profundidades medidas, multiplicada por el área del agujero calculada con el diámetro medido. De esta manera, se pueden determinar la densidad del material mojado y la del material seco a cada profundidad en que se hagan pruebas abajo del despalme. Las pruebas pueden continuarse hasta el limite en que resulta práctico hacerlas con la barrena de mano, que es de, aproximadamente, 20 pies para una barrena de 8 plg de diámetro y que puede alargarse usando un tripié para ayudar a sacar la barrena del agujero. Como se extrae aproximadamente 1 pie3 de material en una profundidad de 3 pies, una precisión en el peso de, aproximadamente, 1 libra e suficiente. Se puede usar una báscula de 150 a 200 lb de capacidad.

Este método es aplicable solamente a los suelos secos y cohesivos, relativamente. Si el agujero tiende a derrumbarse, este método evidentemente falla y deben usarse pozos de prueba.

Pruebas de laboratorio de los suelos.

(a) Granulometría. La granulometría o análisis del tamaño de los granos se efectúa con una combinación de cribado y de análisis mecánicos en agua. Se seca una muestra representativa del suelo, se pesa y se pasa por una criba estándar del No. 4 U.S. para quitarle la grava que luego se pasa por una serie de cribas para determinar la proporción del material mayor de 3 pulg, el de 11/2 pulg, ¾ pulg, 3/8 pulg y 1/4. pulg. Se usa una muestra de material que pase por la criba No, 4 secada en el horno para el resto de la prueba. Se pesan cuidadosamente 100 g de suelo para las arenas (50 g para limos y arcillas) y se tratan con 20 c.c. de una solución normal de silicato de sodio al 0.5 en agua destilada para separar los granos finos. Después de varias horas, la mezcla se dispersa mezclándola íntimamente en una mezcladora del tipo que se usa para preparar la leche malteada, luego se pasa a una probeta graduada de 1 000 ml. Se añade agua destilada hasta completar exactamente 1 000 ml y se mezcla.

Se coloca la probeta que contiene la mezcla sobre una mesa, y se pone en marcha un cronógrafo. Se coloca un hidrómetro en la mezcla y se hacen lecturas a 1, 4, 19 y 60 min; y también a 7 hr 15 min cuando contienen arcillas expansivas. El hidrómetro es del tipo Bouyoucos que está calibrado en gramos por litro a 20°C, y sus lecturas se corrigen por el error del menisco (durante la prueba se lee el borde superior del menisco), por la diferencia de temperatura con los 20°C y por la cantidad de agente desfloculante usado. Al completar la lectura de 1 hr o la de 7 hr 15 min, la mezcla se lava sobre una criba estándar del No. 200 U.S.; y la fracción retenida se seca y se separa en las cribas estándar Nos. 8, 16, 30, 50, 100 y 200; generalmente se agitan en un agitador mecánico durante 15 min. Se pesa el residuo sobre cada criba. La Fig. 89 es un ejemplo de una curva que resulta del análisis de una granulometría.

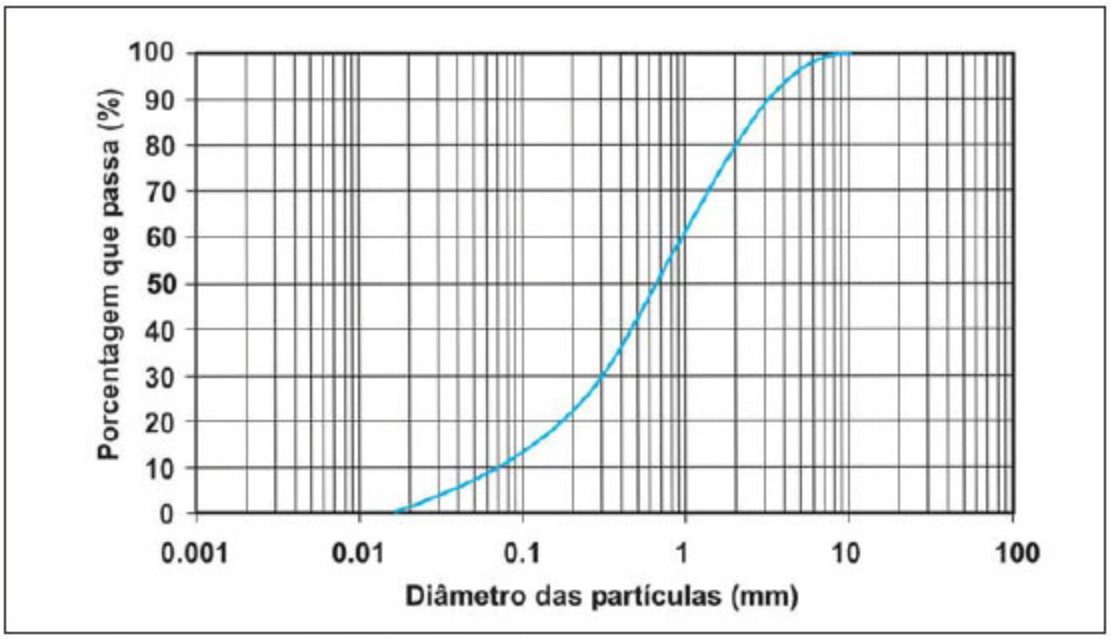


FIGURA 89 Ejemplo de curva granulométrica

(b) Humedad. Se define la humedad de un suelo como el peso del agua que contiene dividido por el peso del suelo seco. El procedimiento consta de: la operación de pesar la muestra de suelo húmeda y su recipiente y de secarla en un horno a 110°C hasta peso constante. El tiempo requerido para que el peso sea constante varía para los diferentes suelos, desde unas cuantas horas para los suelos arenosos, a varios días para las arcillas grasas. El tiempo mínimo necesario es de aproximadamente 16 hr. La muestra seca y el recipiente se colocan en un secador para que se enfríen a la temperatura ambiente antes de pesarlos. La humedad se calcula como la diferencia entre los pesos iniciales y final del suelo y el recipiente, dividida por la diferencia entre el peso del suelo seco y el recipiente y el peso del recipiente. Con objeto de asegurar la precisión, se recomiendan los siguientes tamaños de las muestras para la determinación de la humedad:

Tamaño de la muestra en gramos	Tamaño de las partículas de suelo
10	Que pasen por la No. 40
200	Que pasen por la No. 4
500	Que pasen por la de 3/8 pulg
1000	Que pasen por la de 3/4 pulg
2000	Que pasen por la de 11/2 pulg
2000 o mas	Grava entre las cribas No. 4 y de 3 pulg

[1] La muestra tiene que ser lo suficientemente grande para que sea representativa del material hasta de 3 pulg.

(c) Límites de Atterberg. Para obtener el límite liquido de un suelo, se mezcla la fracción que pasa por la criba No. 40 con agua hasta que tenga la consistencia de masilla y se coloca en una copa de latón, como se muestra en la Fig. 35. Se nivela para que tenga el espesor de un centímetro y se divide por medio de un ranurador, como se muestra en la figura. Se dan dos vueltas por segundo hasta que las dos porciones de la muestra queden en contacto en el fondo de la ranura en una longitud de media pulgada a lo largo de la ranura, registrando el número de golpes. Se determina la humedad del material tomado en esta porción de la ranura.

La prueba se repite añadiendo agua, o con menos agua hasta obtener dos resultados en que uno necesite más y otro menos de 25 golpes. Se dibuja luego una “curva de flujo” en papel semilogarítmico, con el número de golpes en la escala logarítmica en función de la humedad en la escala aritmética. La humedad que corresponda al valor de los 25 golpes es el límite liquido. Los procedimientos detallados de la prueba se dan en la especificación ASTM D 423-54T.

El límite plástico es la humedad mínima expresada como porcentaje del peso del material secado al horno a la que se puedan formar cilindros de suelo de un octavo de pulgada de diámetro sin que se rompan en pedazos. Para determinarlo, se mezclan aproximadamente 15g de material que pase por la criba No. 40 se mezcla con suficiente agua para formar un material plástico y se hace una bola. Luego se rueda el suelo entre la palma de la mano y una placa de vidrio esmerilado o de papel absorbente, para darle la forma al suelo de un cordón de un octavo de pulgada de diámetro. Luego se vuelve a darle la forma de bola, se amasa y se vuelve a formar un cilindro largo otra vez. Se continúa este proceso, hasta que el suelo se desmorone cuando el cilindro tenga el diámetro de un octavo de pulgada y no se puede reformar. La humedad determinada cuando tiene esta condición es el límite plástico. El índice de plasticidad es la diferencia entre el límite líquido y el límite plástico de un suelo. El procedimiento de la prueba se da en la especificación de la ASTM No. 424-54T.

(d) Peso específico. El peso específico se define me como la relación del peso en el aire de un volumen dado de material al peso en el aire de volumen igual de agua destilada a una temperatura estipulada. Se determina, comúnmente, el peso específico de la fracción que pasa por la criba No. 4 de los suelos por medio del picnómetro. En este método se calibra por volumen un matraz de cuello largo de 500 ml a varias temperaturas. Se vierten 100 g de material secado al horno que pase por la criba No. 4 dentro del matraz calibrado con agua destilada. Con el nivel del agua bastante abajo del cuello del matraz, se conecta con algún aparato para hacer el vacío, para extraer el aire atorado en la mezcla; cuando prácticamente

se ha agotado el aire, se añade agua destilada hasta que su nivel coincide exactamente con la marca de calibración, se vuelve a conectar con el aparato para hacer el vacío. Cuando se ha extraído todo el aire se pesa el matraz y su contenido, y se determina la temperatura de la mezcla. Se determina el volumen de los 100 g de material seco de los datos obtenidos, y se calcula el peso específico del suelo.

Para determinar el peso específico de la grava y de los cantos rodados, el material se sumerge en agua por un periodo de 24 hr y luego se seca con una toalla. Esta es la condición saturada y superficialmente seca. Se pesa y se coloca cuidadosamente en un frasco con sifón lleno midiendo el agua desalojada. El peso volumétrico del material saturado y superficialmente seco es el peso de la muestra dividido por el volumen del agua desalojada. El peso volumétrico del material secado en el horno es igual al peso del material secado en el horno dividido por el volumen desalojado por el material saturado y superficialmente seco. Véase la Sec. 116(a) en la que se da otro método para la determinación del peso específico.

(e) Compactación Proctor. La densidad máxima de Proctor, del material seco, es el mayor peso unitario obtenido por el procedimiento que se va a describir. La humedad óptima del suelo es la humedad del suelo en esta condición. Para esta prueba, se añade agua a, aproximadamente, 35 lb de material que pase por la criba No. 4 del suelo, hasta que su consistencia sea tal, que apenas se adhiera cuando se aprieta en la mano firmemente. Se compacta una muestra de suelo en un molde de Proctor de 1/20 de pie^3 (con el anillo colocado) en tres capas iguales con 25 golpes uniformemente distribuidos por capa, con un pisón de un peso de 5.5 lb, dejándolo caer libremente de una altura de 18 plg arriba de la capa. La tercera capa deberá penetrar ligeramente dentro del anillo de extensión. Se quita el anillo, y se enrasa el suelo con una regla para enrasar. Luego se pesan el suelo y el molde. Se determina la humedad de la muestra compactada tomando el material cerca del centro. Se repite este procedimiento cuando menos cinco veces usando suelo nuevo cada vez y aumentando la cantidad del agua añadida, hasta que disminuya el peso del material compacto.

El molde Proctor que usa el Bureau of Reclamation tiene un volumen de de pie3, y en el procedimiento anterior, con ese molde, se obtienen fuerzas de compactación de 12 375 pies-lb por pie cúbico de suelo. En la especificación ASTM D 698-42T y los métodos estándar AASHO usan el mismo esfuerzo de compactación, de 12 375 pies-lb por pie cúbico, y procedimientos idénticos, excepto que se usa un cilindro de ‘/ de pies y una calda libre de 12 en vez de 18 pulg.

La resistencia a la penetración del suelo compactado, para puntos situados a lo largo de la curva de compactación, como se muestra en la Fig. 90, se pueden obtener introduciendo la

aguja Proctor dentro de cada muestra compactada, determinando la resistencia a la penetración en libras por pulgada cuadrada. Este método se ha usado mucho para el control de la humedad de los terraplenes compactados. Sin embargo, el método rápido para el control de la compactación que se describe en el apéndice E, se considera que es un método más preciso que puede suplantar la aguja Proctor para este objeto.

(f) Densidad relativa. La densidad relativa se define como el estado de compacidad de un suelo con respecto a sus estados en que el material está más suelto y más denso, al cual puede llevarse por medio de procedimientos específicos de laboratorio. Esta prueba se aplica a los materiales sin cohesión que no dan curvas Proctor bien definidas. La densidad mínima se obtiene colocando cuidadosamente suelo seco en un recipiente de tamaño conocido, generalmente entre y 1 pie3. Se permite para las arenas una caída libre de 1 plg; para la grava con partículas hasta de 3 pulg se permite que se coloquen con un cucharán. El exceso de suelo se enrasa cuidadosamente hasta el borde y se pesa el recipiente lleno.
Para obtener la densidad máxima, se moja el suelo por completo y se pone lentamente en el recipiente al que se le ha colocado un vibrador que funcione cuando menos un minuto. Luego se vacía el material del recipiente en una charola, se seca y se pesa. La densidad relativa está definida por la fórmula:

$$D_d = \frac{e_{\max} - e}{e_{\max} - e_{\min}} = \frac{\gamma_{D\max}(\gamma_D - \gamma_{D\min})}{\gamma_D(\gamma_{D\max} - \gamma_{D\min})}$$

Pruebas de laboratorio de los materiales para enrocamiento y para agregados para concreto.

(a) Peso específico y absorción. El peso específico de la arena para agregados para el concreto se puede determinar en una muestra saturada superficialmente seca, de manera semejante a la dada para el suelo en la Sec. 115(d), el peso específico de los agregados gruesos y para enrocamiento (triturado al tamaño máximo de 11/2 pulg) se determina saturando el material 24 hr en el agua a una temperatura de 590 a 77°F, se seca con una toalla y se pesa. Después de pesado se coloca el material en una canasta de alambre y se pesa de nuevo en el agua. La muestra se seca luego hasta alcanzar un peso constante en un horno, se enfría a la temperatura ambiente y se pesa de nuevo. Si A es el peso en gramos en el aire de la muestra secada en el horno, B es el peso de la muestra saturada superficialmente seca, y C el peso en gramos de la muestra en el agua, entonces el peso específico, del material seco es igual a $\frac{A}{B-C}$, el peso específico del material saturado y

superficialmente seco es igual a $\frac{B}{B-C}$, y la absorción es igual a $\frac{B-A}{A}$ con relación al peso del material seco, y $\frac{B-A}{B}$ con relación a material saturado y superficialmente seco.

La absorción generalmente se expresa como porcentaje. La especificación de la ASTM C 128-42 describe el procedimiento detallado de esta prueba.

(b) Abrasión. (Desgaste). Con esta prueba se determina la resistencia al desgaste de la roca triturada y la natural y de la grava triturada. Se usa la máquina para la prueba de desgaste de Los Angeles, que consiste en un cilindro hueco cerrado en ambos extremos, con un diámetro de 28 pulg y una longitud de 20 pulg.

La carga abrasiva consiste en esferas de hierro vaciado o de acero con un diámetro de aproximadamente 1 1/8 pulg. Se usan 12 esferas para una granulometría A (con partículas de tamaño máximo de 1 ½ pulg), 11 para la granulometría B (de ¾ pulg de tamaño máximo), y 8 para una granulometría C (3/8 pulg de tamaño máximo).

Se coloca la muestra para la prueba de 5 000 g y la carga abrasiva correspondiente en la máquina de Los Ángeles, haciéndola girar 100 revoluciones a la velocidad de 30 a 33 rpm. Se saca luego el material de la máquina, se pasa por una criba No. 12, y el material retenido en ella se pesa. Toda la muestra, incluyendo el material pulverizado, se regresa a la máquina de prueba y se hace girar otras 400 revoluciones, repitiendo el cribado y la pesada. Las diferencias entre el peso original del material probado y los pesos del material retenido en la criba a 100 y a 500 revoluciones se expresan como porcentajes del peso original del material de la muestra. Estos materiales se reportan como porcentajes de desgaste. En la especificación de la ASTM C 131-RR se describen los detalles de esta prueba.

(c) Resistencia al intemperismo. La prueba más usada para determinar la resistencia al intemperismo es la prueba con el sulfato de sodio.

Los resultados de esta prueba se usan como una indicación de la cualidad de los agregados y los enrocamientos para resistir el intemperismo. Una solución cuidadosamente preparada de sulfato de sodio saturada se mantiene a una temperatura de 73.4°F (23°C). Después de lavar el material y de secarlo en un horno, se criba para darle una granulometría específica, que generalmente varía del material retenido en la criba No. 50 a 11/2 pulg. Pesos determinados de las diferentes fracciones del material se colocan en varios recipientes que resistan el efecto de la solución, y se vierte suficiente solución de sulfato de sodio que cubra las muestras. Se deja remojar el material durante 18 hr, durante las cuales se mantiene una temperatura de 73.4°F (23°C).

Después del periodo de inmersión de 18 hr, se saca la muestra de la solución y se seca hasta peso constante (durante, aproximadamente, 4 hr) a una temperatura de 221º a 230°F (de 105° a 110°C). Después de secado, se enfrían las fracciones de la muestra a la temperatura ambiente y se repite el proceso. Al final de cinco ciclos, se inspecciona la muestra y se hace el registro de la observación. Luego se lava cada fracción cuidadosamente para quitarle el sulfato de sodio, se seca y se enfría. Se criba cada fracción y se pesan las cantidades de material retenido. Se calcula el promedio del material perdido en cada fracción y se reporta. En la especificación ASTM C 88-55T se describe el procedimiento detallado de esta prueba.

PRESAS DE TIERRA

A. INTRODUCCION

Origen y evolución. Las presas de tierra para el almacenamiento de agua para riego, como lo atestiguan la historia y los restos que sobreviven de las antiguas estructuras, se han usado desde los primeros días de la civilización. Algunas de las estructuras construidas en la antigüedad eran de enorme tamaño. En Ceilán, en el año 504 A.C. se terminó una presa de tierra de 11 mi de larga y de 70 pies de alta, contenía, aproximadamente, 17 millones de yardas cúbicas de terraplén. En nuestros días, como en el pasado, la presa de tierra continúa siendo el tipo más común de presa pequeña, principalmente porque en su construcción se utilizan materiales en su estado natural con un mínimo de tratamiento.

Hasta en los tiempos modernos todas las presas de tierra se proyectan por procedimientos empíricos, y la literatura de ingeniería está repleta de relatos de las fallas 121. Estas fallas obligaron a darse cuenta de que los métodos empíricos debían reemplazarse por procedimientos racionales de ingeniería, tanto en el proyecto como en la construcción. Uno de los primeros en sugerir que los taludes de las presas de tierra se eligieran en esta forma fue Bassell en 1907 [3]. Sin embargo, se hicieron pocos progresos en la elaboración de procedimientos de proyectos racionales hasta la década de 1930. El rápido avance de la ciencia de la mecánica de suelos, desde ese tiempo, había dado por resultado el desarrollo de procedimientos de proyectos muy mejorados para las presas de tierra. Estos procedimientos constan (1) de investigaciones previas de las cimentaciones y del estudio de los materiales de construcción; (2) aplicación de los conocimientos y técnica de la ingeniería al proyecto; y (3 métodos de construcción cuidadosamente proyectados y controlados.

Como resultado, las presas de tierra se con trujan (1958) hasta alturas que sobrepasaba de los 500 pies arriba de sus cimentaciones; y cientos de grandes presas de tierra compactad se construyeron en los pasados 20 años sin haberse registrado ninguna falla. Sin embargo, las fallas de presas pequeñas continúan siendo cos común. Aunque es probable que algunas de estas fallas sean el resultado de un mal proyecto, muchas de ellas han sido causadas por falta de cuidado en la construcción. Los métodos correctos de construcción incluyen la preparación adecuada de la cimentación y la colocación de materiales en la presa con el grado necesario de compactación, siguiendo un procedimiento establecido de prueba y de control.

El proyecto de una presa de tierra debe apegarse a la realidad. Debe acusar las condicione reales del emplazamiento en que se construye y los materiales de construcción de que se dispone, y no debe copiarse, simplemente, algún proyecto que haya tenido éxito usado en un lugar en condiciones diferentes.

Extensión de la discusión. Esta discusión se limita a los procedimientos de proyecto par las pequeñas presas de tierra que son del tipo compactado, como se definió en la Sec. 120. Es te tipo de construcción es el que ahora se usa casi exclusivamente para la construcción de presas pequeñas, con exclusión de los terraplenes construidos por el procedimiento hidráulico o semihidráulico.

Para el objeto de esta discusión llamaremos presa "pequeña" a aquellas cuya altura máxima arriba del punto más bajo del cauce original no excede de 50 pies, y cuyo volumen no es de tal magnitud que se puedan efectuar economías importantes utilizando los métodos más precisos de proyecto, generalmente reservados a las presas grandes. Una presa de poca altura no se puede considerar pequeña si su volumen excede, digamos, de 1 millón de yardas cúbicas.

Selección del tipo de presa de tierra.

(a) Generalidades. La sección del tipo de presa (de tierra, de enrocamiento, de concreto del tipo de gravedad, o combinación de estos tipos) se discute en el Cap. 3. Cuando al emplear ese procedimiento se llega a la selección de una presa de tierra, se debe llegar a otra decisión respecto al tipo de presa de tierra.

En este texto solamente se incluyen las presas de tierra del tipo compactado. En este tipo se construye la principal parte del terraplén en capas sucesivas, compactadas mecánicamente. El material de los bancos de préstamo y el aprovechable de las excavaciones de las demás estructuras se utiliza en el terraplén, generalmente, con camiones o escrepas. Luego se extiende con motoconformadoras o bulldozers y se humedece, si es necesario, para formar capas de espesor reducido con la humedad óptima, que luego se compactan cuidadosamente y se unen con las capas anteriores por medio de rodillos movidos por tracción mecánica del tipo y peso adecuados. Las presas de tierra compactada con rodillos son de tres tipos; a saber: de diafragma, homogéneas y de varios materiales.

***(b) Presas del tipo de diafragma*.** En este tipo de sección el cuerpo del terraplén se construye de material permeable (arena, grava, o roca) y se construye un diafragma delgado de material impermeable para que constituya la barrera hidráulica. La posición de este diafragma puede variar de la de una pantalla sobre el paramento de aguas arriba a la de un núcleo vertical. El diafragma puede ser de tierra, de concreto de cemento portland, de concreto bituminoso, o de otro material, Si la pantalla o núcleo es de tierra, se considera que es un "diafragma" si su espesor en el sentido horizontal a cualquier altura es menor de 10 pies o menor que la distancia a la corona de la presa en ese punto. Si la zona de tierra impermeable es igual o excede a este espesor, se dice que es una presa de sección compuesta.

Si la mayor parte del material que forma una presa de diafragma es roca, la presa se clasifica como presa de terraplén de roca. El proyecto de las presas de terraplenes de roca se discute en el Cap. 6.

Aunque se han construido presas que han tenido éxito con diafragmas internos o "enterrados", no se recomienda este tipo de construcción para las estructuras dentro del propósito de este libro. La construcción de un diafragma interno de tierra, con los filtros necesarios, requiere un mayor grado de precisión y control más riguroso del que es posible obtener en las presas pequeñas. Los diafragmas internos de material rígido como el concreto, tienen también la desventaja de no poderse inspeccionar fácilmente o para hacerles reparaciones de emergencia si se rompen debido a asentamientos de la presa o de su cimentación.

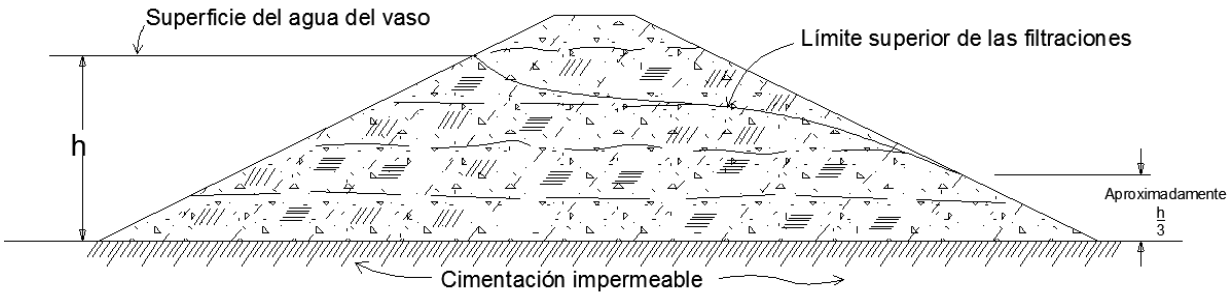
Las pantallas de tierra en el paramento de aguas arriba de una presa, que por otra parte sea permeable, no se recomiendan debido al gasto y a la dificultad para construir filtros adecuados. Además, la pantalla de tierra debe protegerse de la erosión por las olas, quedando, por lo tanto, enterrada sin ser fácilmente accesible para inspección o reparación. Si las cantidades de suelo impermeable son tan reducidas que no puede construirse una presa del tipo de sección compuesta, se recomienda para las presas pequeñas un diafragma de material manufacturado colocado en el paramento de aguas arriba, que de otra manera fuera permeable. El proyecto de revestimientos impermeables se discute en el Cap. 6.

c) Presas de material homogéneo. Las presas de tipo homogéneo están compuestas de un solo material (excluyendo la protección de los paramentos). El material que constituye la presa debe ser suficientemente impermeable para formar una barrera efectiva para el agua, y para estabilidad los taludes deben ser relativamente tendidos. Para evitar la licuación, el talud de aguas arriba debe ser relativamente tendido, si se prevén rápidos desembalses del vaso después de un largo almacenamiento. El talud de aguas abajo debe ser, en forma relativa, tendido para que sea suficientemente estable para resistir la licuación cuando se sature a un nivel elevado. En una sección completamente homogénea es inevitable que las filtraciones emerjan en el talud de aguas abajo, cualquiera que sea éste y impermeabilidad del suelo, si el nivel del vaso se mantiene elevado por un tiempo suficientemente largo, al talud de aguas abajo, eventualmente lo afectarán las filtraciones a la altura aproximada de un tercio de la del vaso (4), con se muestra en la Fig. 95.

Aunque anteriormente era muy común el proyecto de presas de sección de material homogéneo, ésta se ha venido reemplazando por una acción homogénea modificada, en la que pequeña cantidades de materiales permeables cuidadosamente colocados controlan las

filtraciones de manera que permiten taludes mucho más inclinados. El efecto del drenaje en el talón de a abajo en el terraplén se muestra en la Fig.

Pueden construirse talones de roca de tamaño apreciable para drenaje, como se muestra en Fig. 96(A), o, si se dispone de materiales graduados, se puede usar el filtro de drenaje mostrado en la Fig. 96(B). Otro método de drenar que se ha usado es la instalación de tubos de drenaje. Estos se recomiendan para las presa pequeñas solamente cuando se usan en combinación con filtros de drenaje o con zonas permeables. No se debe confiar exclusivamente en los drenes de tubo, debido a la posibilidad de que se tapen los os, como resultados de los malos filtros, a las raíces, o a su deterioro.

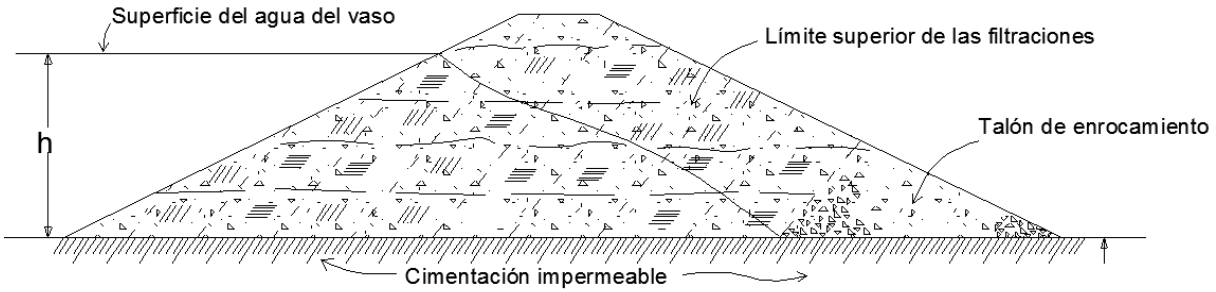


Como con la modificación del tipo de la sección homogénea con drenaje resulta un proyecto mejorado, la sección completamente homogénea no se debe usar para presas de almacenamiento; debe proyectarse drenaje cuando un embalse se vaya a mantener durante un tiempo considerable. Las presas homogéneas (o las homogéneas modificadas) son aplicables en las localidades en donde hay facilidad para obtener suelo con poca variación en su permeabilidad y donde los suelos de diferentes permeabilidades se pueden obtener sólo en pequeñas cantidades o a un costo mucho mayor.

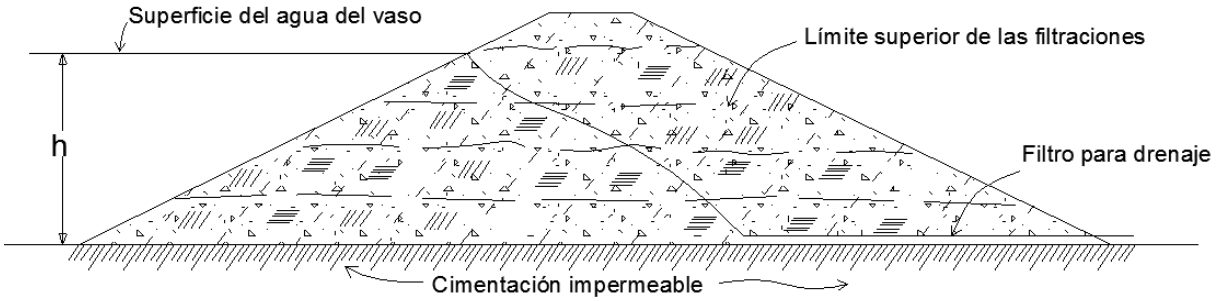
(d) Presas de tierra de sección compuesta. El tipo de sección más común de presas de tierra compactada es el que consta de un núcleo central impermeable confinado por zonas de materiales considerablemente más permeables. Las zonas permeables confinan, soportan, y protegen el núcleo impermeable; la zona permeable de aguas arriba proporciona estabilidad contra los rápidos desembalses; y la zona permeable de aguas abajo actúa como dren para controlar el límite superior de filtración. Para controlar con mayor eficacia las filtraciones transversales y las producidas por los desembalses, la sección debe tener, en lo posible, una permeabilidad creciente del centro hacia los taludes.

Las zonas permeables pueden ser de arena, grava, cantos o roca; o mezclas de estos materiales. Para el objeto de este texto, la presa se considera compuesta si la anchura horizontal de la zona impermeable, a cualquier elevación, iguala o excede a la altura del terraplén arriba de esa elevación en la presa, y no es menor de 10 píes. La anchura máxima

de la zona impermeable se controlará con respecto a su estabilidad y a las filtraciones y también con respecto a los materiales disponibles. Una presa de núcleo impermeable, de anchura moderada, compuesta de material resistente y provista de faldones exteriores permeables, puede tener taludes exteriores relativamente inclinados, limitados solamente por la resistencia de la cimentación, la estabilidad del terraplén, y las consideraciones sobre su conservación. Las condiciones que tiendan a aumentar la estabilidad pueden resultar decisivas en la elección de una sección, aun cuando sea necesario un acarreo más largo para obtener los materiales necesarios para los terraplenes.



(A) CON TALON DE ROCA



(B) CON FILTRO PARA DRENAJE

Puede decirse que, si se dispone de una variedad de suelos fácilmente, el tipo de presa de tierra que se elija debe ser siempre el de sección compuesta, debido a sus ventajas inherentes que producirán economías en el costo de construcción.

C. PROYECTO DE LA CIMENTACIÓN

Generalidades. El término “cimentación”, como se usa aquí, tanto el piso del cauce como los estribos o atraques. Los requisitos esenciales de una cimentación para una presa de tierra son que debe proporcionar un apoyo estable para el terraplén en todas las condiciones de saturación y de carga, debiendo tener al mismo tiempo una resistencia elevada a la filtración para evitar una pérdida de agua excesiva.

Aunque en realidad la cimentación no se proyecta, se toman algunas medidas para tener la seguridad de que se satisfacen los requisitos esenciales. Nunca dos cimentaciones cada cimentación presenta sus propios problemas distintos y separados, que requieren los

correspondientes tratamientos especiales y preparaciones. Deberán utilizarse, y adaptarse a las condiciones locales, varios de los métodos de estabilización de las cimentaciones débiles; de reducción de filtraciones en las cimentaciones permeables, y tipos y localización de dispositivos para interceptar las filtraciones

Se pueden obtener soluciones teóricas basadas en los principios de la mecánica de suelos para los problemas en que se presentan cimentaciones permeables o débiles. La mayor parte de estas soluciones son relativamente complicadas y solamente se puede confiar en ellas en el grado en el que se hayan determinado las permeabilidades en las diferentes direcciones o la resistencia de la cimentación, por medio de pruebas costosas y detalladas de campo y de laboratorio. Ordinariamente, las exploraciones extensas de esta naturaleza y los proyectos teóricos complicados no son necesarios para las presas pequeñas que se discuten en este texto. Para estas estructuras es generalmente económico proyectar las cimentaciones a base de criterio, tratando de usar deliberadamente amplios factores de seguridad. La economía en los costos de construcción que puede obtenerse con un proyecto más preciso, ordinariamente no justifica el costo de los estudios adicionales, ni el de las pruebas y trabajos de ingeniería necesarios. Existen cimentaciones, sin embargo, en las cuales las condiciones son anormales, al grado que no se puede confiar en el criterio para obtener un proyecto con un factor de seguridad adecuado, En estas condiciones se requieren los servicios de un ingeniero especializado en el proyecto de presas de tierra y quedan fuera del campo de este texto.

Debido a que los métodos de tratamiento son apropiados para diferentes condiciones, las cimentaciones se agrupan en tres clases principales de acuerdo con sus características predominantes:

Cimentaciones de roca.

Cimentaciones de materiales de grano grueso. (arena y grava).

Cimentaciones de grano fino (limo y arcilla). Se reconoce que las cimentaciones que provienen de fuentes diversas, como los aluviones de los ríos, los deslaves glaciales, taludes, y otros procesos de erosión, desintegración y depósito, se caracterizan por variaciones infinitas en las combinaciones, disposición estructural, y características físicas de sus elementos materiales. Los depósitos pueden estar toscamente estratificados, Contener capas de arcilla, limo, arena fina y grava o pueden consistir en masas lenticulares del mismo material sin ninguna regularidad de ocurrencia, extensión y espesor variables. A pesar de esto, el carácter de la cimentación, como lo revela la exploración, pueden hacerse generalizaciones para el proyecto de presas pequeñas para clasificarlas dentro de una de las categorías que se dieron antes, con lo que se pone en evidencia la naturaleza del problema que requiere algún tratamiento. Ordinariamente, las cimentaciones permeables no presentan dificultades en cuestión de asentamiento o de estabilidad en las presas

pequeñas; inversamente, los problemas de filtraciones no están asociados con las cimentaciones débiles sujetas a asentamientos o desalojamientos.

Los tratamientos especiales que requieren los diferentes tipos de cimentaciones que se acaban de mencionar, se discuten en este capítulo. Si el material de cimentación es impermeable y comparable al material del terraplén compactado en características estructurales, será necesario poco tratamiento en la cimentación. El tratamiento mínimo para cualquier cimentación es el despalme del área de la cimentación para quitarle el pasto, la tierra vegetal con elevado contenido de materia orgánica, y otros materiales inadecuados que puedan eliminarse con una excavación a cielo abierto. En muchos casos, cuando el despalme es relativamente delgado, toda la cimentación se limpia hasta la roca fija. En todas las cimentaciones de suelos en las que no se use un dentellón total o parcial debe hacerse una zanja de "unión" para unir la zona impermeable del terraplén a la cimentación. La parte superior de varios pies de la cimentación de suelo, que invariablemente tiene una densidad insuficiente con respecto a las capas inferiores, debido al efecto de la helada, del escurrimiento de agua, del viento o a otras causas, debe atravesar- se con la zanja de unión. Es suficiente una anchura de 20 pies para la zanja de unión.

Las cimentaciones consideradas en forma aislada, generalmente, consisten en una combinación de varias clases. Por ejemplo, la porción del cauce de la corriente con frecuencia es una cimentación de arena y grava, mientras que los atraques son roca que está aparente en los taludes inclinados y cubierta por mantos de tierra de arcilla o limo en los taludes suaves. Por lo tanto, el proyecto de cualquier presa puede constar de una variedad de problemas de cimentación.

Cimentaciones de roca. Las cimentaciones de roca incluyendo las arcillas laminares duras, no presentan ningún problema de resistencia para las presas de tierra pequeñas. Las principales consideraciones son las peligrosas filtraciones erosivas y la excesiva pérdida de agua por las puntas, fisuras, hendiduras, estratos permeables y a lo largo de los planos de falla. Ordinariamente, en el proyecto y en el presupuesto para una presa de almacenamiento deben tomarse en cuenta la inyección de lechada a presión para tapar hendiduras, juntas y otras aberturas de la roca fija hasta una profundidad igual a la carga del vaso arriba de la superficie de la roca fija. Las inyecciones generalmente se hacen con cemento puro y agua, empezando con una relación de 1:5. Si se nota que entra fácilmente en un barreno, se va espesando la mezcla progresivamente hasta llegar a una relación de 1:1. Se le añade arena o arcilla, si se encuentran grandes huecos. Para las presas pequeñas, es suficiente una sola línea de barrenos para inyecciones. Por lo general, para las presas reguladoras ordinariamente no es necesario inyectar, ni para las presas derivadoras muy pequeñas, o

cuando en las exploraciones preliminares se encontró que no existen aberturas en la roca fija.

Con mucha frecuencia se encuentra que la roca está muy agrietada o fisurada hasta una determinada profundidad a partir de la superficie. En estos casos, es necesario un cabezal para inyecciones para facilitar el trabajo. El cabezal para inyecciones es generalmente una zanja llena de concreto excavada a una profundidad mínima de 3 pies y una máxima de 8 pies en la roca fija, según las condiciones. La zanja, por lo común, se hace con una anchura mínima de 3 pies para facilitar su construcción. El cabezal para las inyecciones ejecuta varias funciones: (1) Constituye un buen anclaje para el niple del tubo al que se conecta la bomba para inyectar; (2) interrumpe las filtraciones en la porción superior de la roca fija que no se puede inyectar eficazmente; y (3) proporciona peso con el que se pueden utilizar presiones mayores para inyectar a poca profundidad. La excavación para el cabezal para inyectar debe hacerse cuidadosamente de manera que la roca no se agriete.

Las especificaciones ordinarias para la ejecución de la inyección y para la excavación del cabezal, se incluyen en el apéndice O. Sin embargo, si es necesario un extenso programa de inyecciones en la construcción de una presa, se debe consultar a un ingeniero experimentado en este tipo de trabajo. Para mayores datos sobre el tema de inyecciones, donde se incluyen las experiencias del Bureau of Reclamation, del U.S. Corps of Engineers, y la Tennessee Valley Authority, consúltense los artículos de la American Society of Civil Engineers, dentro de los cuales se encuentra el “Symposium on Cement and Clay Grouting of Foundations” (5).

Anteriormente se construían dentellones de concreto aun para presas pequeñas para interceptar las filtraciones a lo largo de la zona de contacto del terraplén con la roca de la cimentación. Estos dentellones son costosos y ordinariamente no son necesarios en las presas de tierra pequeñas del tipo que se recomienda en este texto, con tal que se tenga cuidado para obtener un contacto íntimo entre la porción impermeable de la presa y los estribos. En los casos anormales, cuando la roca fija es muy lisa, puede justificarse el dentellón. Toda la roca suelta o que sobresalga debe quitarse de los atraques y los taludes deben tenderse a 1:1. Cuando esto no resulta práctico, deberá construirse una sección corta de dentellón de concreto de 5 pies de altura.

Si el manto de roca fija es una arcilla laminar que se desintegra con el aire, será necesario excavar varios pies dentro de la roca para quitar el material superficial desintegrado, precisamente antes de proceder a la construcción del terraplén; cuando es otra clase de roca, rara vez es necesario hacer otras excavaciones que las de los cabezales para las inyecciones de cemento. Se da un modelo de especificaciones para construir sobre una cimentación de arcillas laminares susceptibles de desintegrarse con el aire, en el apéndice G.

En la mayor parte de los casos, la roca fija está cubierta con materiales de despalme de diferentes tipos y espesores. El proyecto de la cimentación depende entonces de la naturaleza y profundidad del despalme, como se describe en las secciones siguientes. La discusión anterior se aplica no solamente a las cimentaciones que se hacen directamente sobre la roca, sino también cuando se llega a la roca haciendo excavaciones a través del material de despalme.

Características de las cimentaciones de arena y grava. (a) Generalidades. Con frecuencia las cimentaciones de las presas consisten en depósitos aluviales recientes compuestos de arenas y gravas relativamente permeables, que cubren formaciones geológicas impermeables. Los materiales permeables pueden variar desde arenas finas hasta gravas de estructura muy abierta, pero más a menudo consisten de mezclas heterogéneas más o menos estratificadas.

Los problemas básicos que se encuentran en las cimentaciones permeables son dos: uno se refiere a la magnitud de las filtraciones subterráneas, y el otro a las presiones producidas por las filtraciones. El tipo y extensión del tratamiento que se justifica para disminuir la magnitud de las filtraciones lo determina el objeto para el que se construye la presa, la relación entre las aportaciones de la corriente y el volumen que se debe conservar en la presa, y de la necesidad de derivar constantemente volúmenes correspondientes a icrech05 hidráulicos preferentes o a la necesidad de mantener una corriente constante para los peces, etc. La pérdida de aguas por filtraciones subterráneas puede tener importancia económica en una presa de almacenamiento, pero tendría muy poca en el caso de una presa reguladora. En algunos casos es necesario hacer estudios económicos del valor del agua y el costo de limitar el volumen de las filtraciones subterráneas para determinar la magnitud del tratamiento. Por otra parte, deben tomarse medidas pertinentes para asegurar la presa contra fallas debidas a tubificaciones, sin tomar en cuenta la importancia económica de las filtraciones.

Puede existir un problema especial en las cimentaciones que son de naturaleza inestable, porque consisten de arena limpia saturada (generalmente fina y uniforme) o de muy baja densidad. La inestabilidad potencial se debe a la estructura suelta de la arena en la que se puede producir un colapso bajo el efecto de una carga dinámica. Aunque la estructura suelta de la arena puede soportar cargas estáticas ligeras transmitiéndolas por los puntos de contacto entre los granos, una vibración o choque puede producir un reacomodo de los granos produciéndose una estructura más densa expulsando agua de los poros. Como el drenaje no se produce instantáneamente, parte de la carga soportada anteriormente por los granos de arena se transmite temporalmente al agua, y la cimentación se comporta como un líquido.

Las cimentaciones que consisten de arena sin cohesión, de baja densidad, son peligrosas, y deben hacerse investigaciones especiales para determinar el tratamiento que remedie la situación, si la densidad relativa de la cimentación es menor del 50% La magnitud aproximada de la densidad relativa de una arena sin cohesión en Una cimentación, se puede determinar de los resultados de las pruebas normales de penetración descritas en la Sec. 103. El número de los golpes por pie se relaciona a la densidad relativa, pero lo afectan la profundidad a la que se hace la prueba y, en cierto grado, la posición del nivel freático. En seguida, se tabulan los valores de la resistencia media a la penetración estándar para una densidad relativa del 50%, Sin tomar en cuenta el nivel freático, basados en Una investigación hecha por el Bureau of Reclamation.

Presión efectiva del despalme en lb/plg2 (basada en el peso unitario del material sumergido)
O …….…….…….…….…….. 4
20…….…….…….…….…….. 12
40…….…….…….…….…….. 17
Pueden ser necesarios estudios especiales de esfuerzo cortante triaxial en muestras inalteradas para las cimentaciones de arena sin cohesión que tengan una densidad relativa menor del 50%. Estos estudios quedan fuera del campo de este texto, debiéndose obtener los servicios de especialistas en el proyecto de presas.
(b) Magnitud de tas filtraciones subterráneas. Para estimar el volumen de las filtraciones que pueden esperarse, es necesario determinar el coeficiente de permeabilidad de la cimentación permeable. Este coeficiente es una función del tamaño y granulometría de las partículas gruesas, de la cantidad de finos, y de la densidad de la mezcla. Se usan tres métodos generales de la determinación de los coeficientes de permeabilidad de las cimentaciones (1) Pruebas de bombeo en las que el agua se bombea de un pozo con un gasto constante observando el descenso del nivel freático en pozos colocados en líneas radiales a diferentes distancias del pozo en el que se bombea; (2) pruebas observando la velocidad del flujo medida por la rapidez con que se mueve el agua teñida o con un electrólito desde un punto de inyección a un pozo de observación; y (3) pruebas de inyección en las que se bombea agua dentro de un barreno o pozo de prueba observando las filtraciones bajo una carga determinada.
Las pruebas en las que se bombea extrayendo el agua son de costo relativamente elevado y los resultados son difíciles de interpretar. El método en el que se miden las velocidades de los recorridos está sujeto a las mismas limitaciones. Las pruebas en las que se bombea inyectando son económicas en el proyecto de presas pequeñas, porque se pueden ejecutar en combinación con los sondeos usuales; sin embargo, los resultados pueden considerarse como aproximaciones solamente. Otra ventaja de las pruebas para determinar la

impermeabilidad inyectando agua, es que se puede determinar la permeabilidad de los diferentes estratos en vez de la permeabilidad total. En el Cap. 4 se discuten las pruebas de permeabilidad inyectando agua en los barrenos.

Después de determinar el coeficiente de permeabilidad de la cimentación, se puede hacer una determinación tosca de la cantidad de la filtración subterránea usando la fórmula de Darcy:

$$Q = kiA \qquad (1)$$

en la que:

Q = descarga en la unidad de tiempo dada

k = coeficiente de permeabilidad para la cimentación, es decir, descarga a través del área unitaria con la pendiente hidráulica unitaria.

i = pendiente hidráulica = $\frac{h}{L}$

$$= \frac{diferencia\ de\ carga}{longitud\ del\ recorrido}\ y$$

A = área bruta de la cimentación a través de la cual se produce el flujo.

Las filtraciones subterráneas para el ejemplo mostrado en la Fig. 97 son las que siguen:

k = 25000 pies por año

$$= \frac{25\,000}{60 \times 60 \times 24 \times 365}.$$

= 0.00079 pies por segundo

h = elevación 210 – elevación 175 = 35 pies

L = 165 pies

$$i = \frac{h}{L} = \frac{35}{165} = 0.212$$

Profundidad de la cimentación, d = elevación 170 – elevación 100 = 70 pies

Para una faja de 1 pie, A = 70 x 1 = 70 pies. Q por pie de ancho = 0.00079 x 70 = 0.012 pies/seg.

Para una cimentación de 100 de ancha, Q = 1.2 pies^2/seg para una cimentación de 1000 pies de anchura, Q = 12 pies^2/seg.

La precisión en la determinación de las filtraciones subterráneas depende de la homogeneidad de la cimentación y de la precisión con que se determine el coeficiente de permeabilidad. Los resultados deben considerarse como una indicación del orden de magnitud de las al evaluar las pérdidas de agua bajo vista de la obra.

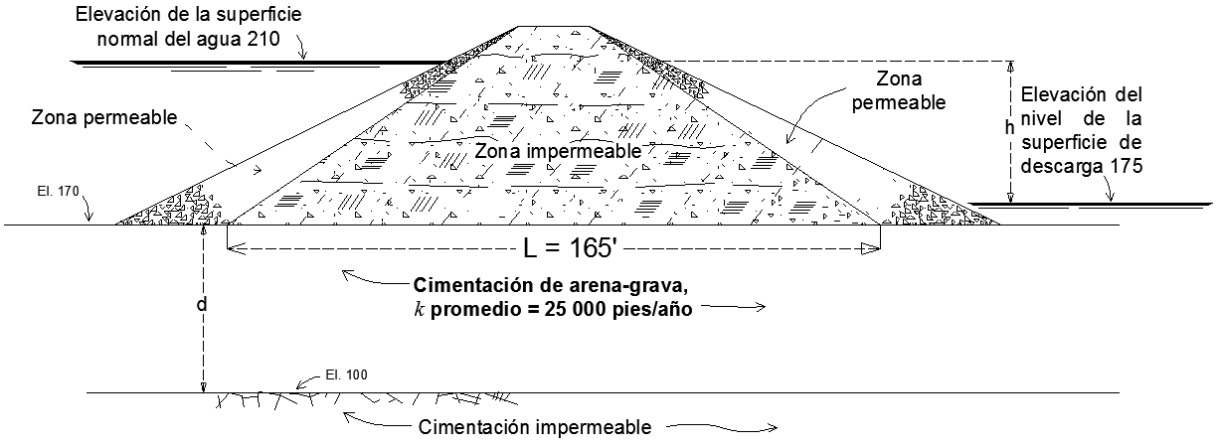


FIG. 97. Cálculo de las filtraciones por medio de la fórmula de Darcy

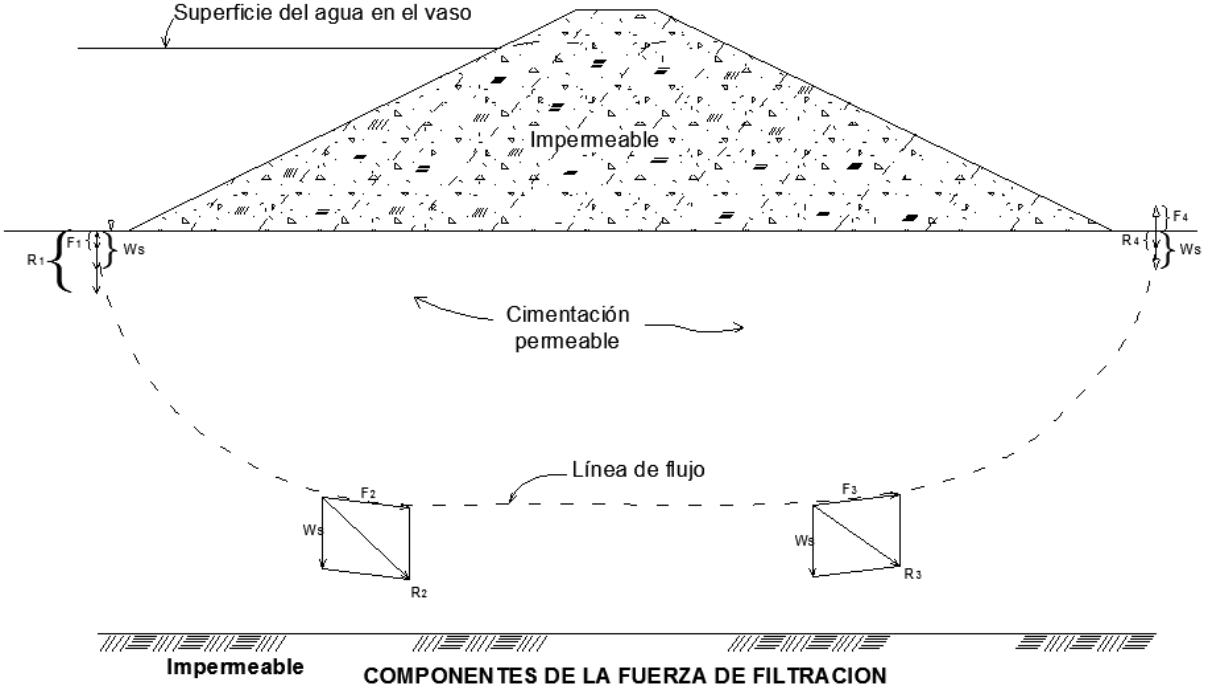


FIG. 98. Componentes de la fuerza de filtración

Si la cimentación está estratificada (como generalmente sucede), la permeabilidad vertical será mucho menor que la horizontal, y las capas permeables en la profundidad no son muy efectivas para permitir el paso de la filtración subterránea. La cantidad de la filtración determinada por medio de la Ec. (1) será liberal si se usa un coeficiente de permeabilidad que sea el promedio de los diferentes estratos, pesando cada coeficiente en función del espesor del estrato.

(c) Fuerzas de filtración. La circulación del agua a través de una cimentación permeable, produce fuerzas de filtración como resultado de la fricción entre el agua que se filtra y las paredes de los poros del suelo a través del cual pasa, de manera semejante a la fricción desarrollada por el agua al circular por un tubo. La Fig. 98 muestra la trayectoria de un filete de la corriente que se filtra a través de una cimentación permeable de una presa. El agua que se filtra hacia abajo en el talón de aguas arriba de la presa aumenta el peso sumergido,

W_8, del suelo con la fuerza inicial de filtración, F_1, con el peso efectivo resultante de R_1. Al continuar el agua su recorrido de filtración, continúa ejerciendo fuerzas de filtración en la dirección de la corriente que son proporcionales a las pérdidas por fricción por unidad de distancia. Cuando el área de la sección transversal está restringida, como debajo de la presa, la velocidad de la filtración para un gasto dado aumenta. El aumento de velocidad está acompañado de un aumento en las pérdidas por fricción, y la fuerza de filtración aumenta en forma correspondiente. Este aumento está representado en la Fig. 98 por los vectores mayores para F_2 y F_3 en comparación con F_1 y F_4. Al filtrarse el agua arriba en el talón de aguas abajo de la presa, la fuerza de filtración tiende a levantar el suelo, reduciendo el peso efectivo a R_4. Si F_4 sobrepasa a W_8, la resultante obraría hacia arriba y el suelo flotaría. La erosión progresaría hacia atrás a lo largo de la línea de flujo hasta formar un "tubo" al vaso, permitiendo el rápido escape del agua almacenada en él, y la falla subsecuente de la presa.

La experiencia ha demostrado que este fenómeno puede ser lento y acumulativo y la falla resultante puede ser un levantamiento repentino de la cimentación en el talón de aguas abajo de la presa. Algunos ingenieros [7] le llaman a este tipo de falla por tubificación como "falla por bufamiento". Otros [8] llaman a este tipo de falla por tubificación por "reventón". No podemos deducir de lo anterior que la tubificación produzca siempre una falla del tipo de reventón. Si el suelo de la cimentación no es uniforme, el agua puede arrastrar el material fino, dejando únicamente el material grueso, con ir tendencia a formar un filtro invertido que evita que siga aumentando la tubificación. Como es muy difícil determinar cuándo una tubificación va a producir una falla o la eventual estabilización, en cualquier caso específico, se aconseja proyectar la estructura de manera que no se produzca la tubificación.

La magnitud de las fuerzas de filtración a través de la cimentación y del talón de la presa de aguas abajo, en donde debe comenzar la tubificación depende de la variación de las pérdidas de carga del agua que se filtra. Las cimentaciones relativamente impermeables, o las cimentaciones permeables con los dentellones adecuados no son susceptibles de tubificación, porque el suelo impermeable ofrece tanta resistencia al paso del agua, que la carga del vaso se disipa principalmente en vencer la fricción antes de llegar al talón de aguas abajo de la presa; mientras que las cimentaciones permeables (homogéneas o estratificadas) pueden permitir que la filtración llegue al talón de aguas abajo sin pérdidas grandes de carga debidas a la fricción. En estos casos, al hacer los proyectos, deben investigarse estos aspectos para tener la seguridad de que las fuerzas de filtración, en el talón de aguas abajo no producirán reventones.

Otro tipo de falla por tubificación, es el debido a la erosión interna que comienza en forma de veneros cerca del talón de aguas abajo y que prosigue aguas arriba a lo largo de la base de la presa; en las paredes de un conducto; en un plano de estratificación en la cimentación, en

un estrato especialmente permeable; o en cualquier otra zona de debilidad que permita una Concentración de flujo que llegue hasta el paramento de aguas abajo sin sufrir grandes pérdidas de carga por fricción. A este tipo de falla lo llaman algunos ingenieros [7] “falla por erosión subterránea”.

La magnitud y distribución de las fuerzas de filtración en la cimentación pueden obtenerse de la red de flujo, que es la representación gráfica de las trayectorias que sigue la filtración y de las líneas de igual potencial (presión más elevación sobre un plano de comparación) en el flujo subterráneo. Consta de las líneas de flujo y de las líneas equipotenciales superpuestas en una sección transversal del suelo a través del cual tiene lugar el flujo. Aunque las dos familias de curvas pueden derivarse matemáticamente, la solución gráfica es la más comúnmente usada. El método que se usa para dibujar y para aplicar la red de flujo a la solución de los problemas en que interviene el flujo subterráneo, se da en muchas publicaciones.

El análisis de las presiones de filtración y de la seguridad de las cimentaciones contra la tubificación por el método de la red de flujo, tiene algunas serias limitaciones. Se necesita mucha experiencia para dibujar con precisión una red de flujo, especialmente cuando las cimentaciones son estratificadas, y cuando se instalan drenes o dentellones parciales. En los estratos y lentes de diferente permeabilidad, es necesario conocer las magnitudes del coeficiente de permeabilidad para cada estrato y en las diferentes direcciones. Además, el método de análisis de la red de flujo, es aplicable solamente a la determinación de la seguridad respecto a los reventones producidos por tubificación, los cuales, teóricamente, son independientes del tamaño de los granos del suelo de cimentación y debieran ocurrir a la primera vez que se llena el vaso. Sin embargo, la experiencia ha demostrado que el tamaño de los granos y la granulometría de la cimentación tienen una Influencia importante en las fallas por tubificación, y que estas fallas con frecuencia tienen lugar después de que la presa ha estado en servicio por algún tiempo. Por lo tanto, parece que muchas de las fallas debidas a la tubificación son del tipo de erosión subterránea, como resultado de filtraciones que siguen zonas pequeñas geológicamente débiles. Este tipo de falla no se puede analizar con las redes de flujo ni con ningún otro método teórico.

Por las razones anteriores, y debido a que no se dispone de los datos de una exploración detallada de la cimentación que inutilizarían los análisis, la construcción de las redes de flujo no es necesaria para el proyecto de la cimentación de las presas pequeñas. Los proyectos de la cimentación que se dan en el resto de este capítulo se basan en los mismos principios teóricos que se utilizan en las estructuras mayores, pero se han simplificado los procedimientos, de manera que los puedan utilizar en el proyecto de las presas pequeñas los que no se han especializado en el campo de la mecánica de suelo.

Métodos de tratamiento de las cimentaciones de grava y de arena.

(a) Generalidades. Se pueden usar varios métodos de control de las filtraciones, que dependen de los requisitos para evitar la pérdida antieconómica de agua y de la naturaleza de la cimentación con respecto a su estabilidad contra la fuerza de filtración. Se han usado dentellones de zanja, de ataguías, de cortinas de pilotes, o combinaciones de estos métodos, para reducir el flujo y controlar las fuerzas de filtración. Con el mismo objeto se han utilizado colchones de material impermeable, que se colocan del talón de la presa de aguas arriba, hacia arriba, y posiblemente cubriendo los atraques o parte de ellos. También se pueden utilizar colchones horizontales de drenaje en el talón de aguas abajo de la presa, o utilizarse para cubrir el área que queda inmediatamente aguas abajo del talón de la presa por el cipe pueden escapar las filtraciones con una carga apreciable. El objeto de estos colchones es permitir el paso libre a la corriente y disipar la presión sin que se altere la estructura de la cimentación ni se pierdan las partículas finas. Los pozos de drenaje son construcciones que se usan para disminuir la presión en los estratos permeables que están cubiertos por otros impermeables, para evitar reventones aguas abajo de la presa.

Los detalles de estas diferentes construcciones, así como consideraciones respecto a su eficacia se dan en el resto de esta sección.

(b) Dentellones de tierra. Estos se pueden clasificar en dos tipos generales: dentellones con costados inclinados y dentellones con costados verticales. Las zanjas para los dentellones de costados inclinados se pueden excavar con palas mecánicas, dragas giratorias, o escrepas, y los rellenos se hacen con materiales impermeables que se compactan de la misma manera que la zona impermeable de la presa. Las zanjas para los dentellones de costados verticales pueden excavarse en forma de cortes abiertos, a mano, o con excavadoras para zanjas, o en escalones o rebajes, cuando es necesario quitar y reemplazar brechas o escombros en las zonas de falla. Ordinariamente, las zanjas verticales no resultan económicas debidas al costo de la mano de obra necesaria para colocar y compactar el material de relleno.

Los dentellones de tierra deben localizarse a una distancia regular aguas arriba de la línea central de la presa, pero no más allá de un punto en que el material impermeable de la presa, arriba del dentellón tenga una resistencia a la filtración cuando menos igual a la ofrecida por el mismo dentellón. La línea central del dentellón se debe mantener paralela a la línea central de la presa a través del fondo del cañón o piso del valle, pero deben converger hacia la línea central de la presa al prolongarse hacia los atraques, con objeto de mantener el espesor necesario de terraplén.

Siempre que sea económicamente posible, se deben cortar las filtraciones de una cimentación permeable, por medio de un dentellón que llegue hasta la roca fija u otro estrato

impermeable. Este es el método más efectivo para controlar el volumen de filtraciones y de asegurarse de que no se experimentarán dificultades por tubificaciones a través de la cimentación o por subpresiones en el talón de aguas abajo.

Con objeto de disponer de un espesor suficiente de material impermeable y de un buen contacto con la roca u otra cimentación impermeable, la anchura del fondo de la zanja del dentellón debe aumentarse al acrecer la carga en el vaso. Sin embargo, puede disminuirse la anchura del fondo de la zanja del dentellón al aumentar la profundidad de la misma, porque la fuerza de filtración en el contacto con la cimentación disminuirá debido a la pérdida de carga hidráulica al hacer el recorrido vertical a través de la cimentación al aumentar su profundidad. Se puede determinar anchura conveniente de la zanja del dentellón para una presa pequeña por medio de la fórmula:

$$W = h — d \qquad (2)$$

en la que:

w = anchura del fondo de la zanja del dentellón,

h = carga hidráulica arriba de la superficie del terreno, y

d = profundidad de la zanja del dentellón abajo de la superficie del terreno

La anchura mínima del fondo deberá ser de 20 pies, para que el equipo de excavación y de compactación pueda operar eficientemente en zanjas si están abajo del nivel freático, deben desaguarse por medio de coladeras de punta o con bombas de cárcamo,

(c) Dentellones parciales. La fórmula de Darcy para la filtración, Ec. (1), indica que el volumen de filtración es directamente proporcional al área de la sección transversal de la cimentación. Pudiera deducirse de ella que el volumen de las filtraciones se reduciría al 50% prolongando la zona impermeable en la Fig. 97 dentro del terreno, de manera que el espesor de la cimentación permeable se redujera de 70 a 35 pies; sin embargo, este no es el caso. El efecto de un dentellón parcial es semejante al de una obstrucción en un tubo -el gasto se reduce por la pérdida de carga hidráulica debida a la obstrucción, pero la reducción del gasto no es directamente proporcional a la reducción del área en el tubo. Experimentos hechos por Turnbull y por Creager en cimentaciones homogéneas isótropas han demostrado que un dentellón que se profundice el 50% de la distancia en el estrato impermeable reducirá Solamente en 25% las filtraciones; es necesario profundizarlo el 80% para reducir las filtraciones al 50%.

Un dentellón parcial puede ser efectivo en una cimentación estratificada interceptando los estratos más permeables de la cimentación y aumentando sustancialmente el recorrido vertical que las fi1traiones deben hacer. No se puede confiar en este caso en un dentellón parcial, a menos de que se hayan efectuado extensas exploraciones subterráneas con las

que se haya confirmado que los estratos más impermeables son continuos. Las cimentaciones permeables también pueden consistir en un estrato impermeable de espesor considerable situado entre un estrato superior y otro inferior permeables, y un dentellón parcial profundizándose hasta el estrato impermeable cortaría las filtraciones únicamente del estrato superior. Esto puede ser efectivo silos espesores del estrato impermeable y del estrato permeable superior son suficientes para soportar las presiones intersticiales, que estén en el estrato permeable inferior en la, vecindad del talón de aguas abajo de la presa, de manera que no se vayan a producir reventones.

(d) Dentellones de tablestacas de acero. Las tablestacas de acero se usan ocasionalmente en combinación con un dentellón parcial de tierra, como medio comparativamente económico de aumentar la profundidad del dentellón y, en ciertas condiciones, puede usarse en lugar del dentellón de tierra. Con pocas excepciones las tablestacas deben ser de acero, debido a su elevada resistencia. El uso de dentellones formados con tablestacas de acero se encuentra limitado a las cimentaciones de limo, arena y grava fina. En donde se encuentran cantos o boleo, o donde el material es muy resistente a la penetración el hincado con martillo o con chiflones no solamente es difícil y Costoso, sino que existen pocas probabilidades de obtener un dentellón efectivo debido a la tendencia a desviarse y a romperse en las uniones o a rasgarse las tablestacas. Deben usarse secciones estructurales gruesas con empalmes fuertes, si la cimentación contiene grava.

No existe un procedimiento para hincar las tablestacas de manera que formen un conjunto impermeable. En las mejores condiciones, incluyendo el uso de compuestos para impermeabilizar las uniones y haciendo un buen contacto en el extremo inferior los pilotes con una cimentación impermeable, puede esperarse que la ataguía formada tenga una eficiencia de 80 a 90% para evitar las filtraciones. Con mano de obra mala, o si los pilotes no se pueden apoyar en un estrato un- permeable no tendrán una eficiencia mayor del 50%.

e) Dentellones hechos en el lugar con mezclas de cemento. La construcción de dentellones formados con mezclas de cemento en el lugar es una técnica relativamente nueva, que promete ser un medio económico para construir dentellones totales o parciales en las cimentaciones permeables, que no contienen cantos grandes ni boleo.

El procedimiento consiste en bombear lechada de cemento a través de una barrena giratoria hueca que en el extremo lleva una cabeza giratoria, La cabeza giratoria tiene aspas que mezclan el material de la cimentación con la lechada al obligar a la barrena a penetrar en el material; se inyecta lechada tanto cuando se introduce como cuando se saca para asegurar una buena mezcla. El resultado es la formación de un elemento cilíndrico de arena y grava

unidas con cemento. En forma semejante se van construyendo elementos sucesivos traslapados para formar una cortina continua.

La Intrusion-Prepakt Co. de Cleveland, Ohio, tiene las patentes de los métodos y algunos de los materiales usados en la construcción de cortinas en el lugar, usando materiales naturales y cemento. De acuerdo con su literatura, se han alcanzado las siguientes profundidades con el equipo que se dispone actualmente:

Diámetro del elemento, en pulgadas	Profundidad en pies
12	58
18	50
24	30

Traslapando elementos de 18 plg de diámetro se obtiene fácilmente una cortina de 12 plg de espesor, que es el espesor mínimo recomendado para dentellón.

(f) Inyecciones, Se han usado varios materiales con la intención de descubrir procedimientos de inyección que mejoren la estabilidad y la impermeabilidad de las cimentaciones permeables, inyectando una sustancia que actúe con aglutinante y llene los huecos. Entre estos materiales se han usado el cemento, el asfalto, la arcilla, y varias sustancias químicas. Las inyecciones de cemento no se pueden hacer con éxito en los materiales granulares finos, debido al tamaño relativamente grande de las partículas del cemento que limita la penetración. El tamaño de las partículas limita parcialmente el uso de las inyecciones de asfalto. Las inyecciones de arcilla son de dudoso valor porque la arrastran fácilmente las fuerzas de filtración.

Las inyecciones de sustancias químicas tienen la ventaja de ser de la misma viscosidad que el agua y, por lo tanto, pueden inyectarse en los suelos permeables. En el método más común se emplea el silicato de sodio y un reactivo como el cloruro de calcio. Estas dos sustancias químicas, cuando se mezclan en el terreno, se precipitan y forman un gel sólido insoluble.

Las inyecciones químicas son un procedimiento costoso; las técnicas de la inyección son complicadas; y la selección de las sustancias para inyectar y las técnicas correspondientes, requieren muchos estudios de campo y pruebas de laboratorio. Además los resultados del procedimiento son difíciles de valorizar. Por estas razones, las inyecciones de sustancias químicas no se considera que son un tratamiento apropiado para las cimentaciones de las presas pequeñas que quedan comprendidas dentro del campo de este texto.

(g) Colchones del lado de aguas arriba. Se puede aumentar el recorrido de las filtraciones en las cimentaciones permeables construyendo un colchón de material impermeable unido a la zona impermeable de la presa, prolongándose aguas arriba del talón. Los colchones se usan generalmente cuando los dentellones a la roca fija o a un manto impermeable no resultan factibles debido a la profundidad excesiva; también se usan en combinación con dentellones parciales. La topografía del terreno inmediato de la presa y la existencia de materiales impermeables, son factores importantes para decidir el uso de colchones. El colchón puede ser necesario solamente en el cauce de la corriente que ha sido erosionado hasta la arena y la grava, pero también puede ser necesario en porciones de los estribos.

Las superficies de la cimentación que estén cubiertas por un colchón natural deben desmontarse de árboles y de otra vegetación; los lugares defectuosos deben repararse; y toda la superficie del colchón natural debe arrodillarse para tapar los agujeros de las raíces y otras aberturas. El despalme de un colchón natural aguas arriba de la presa para obtener suelo impermeable para la construcción de la presa, debe evitarse.

Aunque los colchones pueden proyectarse por procedimientos teóricos (15), se puede usar un procedimiento simplificado para las presas pequeñas Un buen espesor para las presas pequeñas, es el 10% de la profundidad del vaso sobre el colchón, con un espesor mínimo de 3 pies. Estos espesores son para colchones hechos de materiales de la calidad conveniente para la construcción de la zona impermeable de una presa de tierra, y se compacta en la misma forma.

La longitud del colchón estará gobernada por la reducción deseada en el volumen de las filtraciones subterráneas. Examinando la Ec. (1) y la Fig. 97 resulta evidente que el volumen de las filtraciones es inversamente proporcional a la longitud de su recorrido (para cimentaciones isótropas). El colchón debe extenderse hasta que las pérdidas por filtración calculadas, se reduzcan a la cantidad que pueda tolerarse desde el punto de vista del uso del proyecto.

No se debe confiar en los colchones de aguas arriba para reducir las fuerzas de filtración en la cimentación al punto de que se eviten las fallas por tubificación. Aunque teóricamente con un colchón de aguas arriba se lograría este objeto en una cimentación homogénea, la estratificación natural que se produce en casi todas las cimentaciones aluviales, permite la existencia de elevadas presiones en uno o en más de los estratos de la cimentación en el talón de aguas abajo de la presa. Siempre se dispondrán colchones horizontales de drenaje o dispositivos para disminuir la presión (drenes o pozos) en una presa desplantada sobre una cimentación permeable cuando no se puede disponer de un dentellón de tierra.

(h) Filtros y colchones horizontales de drenaje. El objeto de un colchón horizontal de drenaje, es permitir la descarga de las filtraciones y disminuir la posibilidad de fallas por tubificación, tanto del tipo de reventones como del tipo de erosión subterránea. Se logra este objeto aplicando peso sobre la porción de la cimentación, aguas abajo de la zona impermeable de la presa, donde existen fuerzas de filtración hacia arriba elevadas. El colchón debe ser permeable para que pueda efectuarse el drenaje, y debe proyectarse en forma que se evite el movimiento de las partículas de la cimentación o del terraplén por la descarga de las filtraciones.

Deberán incluirse colchones horizontales de drenaje en los proyectos de todas las presas pequeñas sobre cimentaciones permeables relativamente homogéneas cuando no llevan dentellones efectivos. También pueden usarse sobre cimentaciones relativamente homogéneas, permeables, que están cubiertas por capas delgadas impermeables; el colchón, con su peso, estabiliza la cimentación y reduce efectivamente las presiones que podrían atravesar la capa impermeable. En el caso de una cimentación permeable estratificada sin dentellón de tierra, la efectividad del colchón de drenaje horizontal no será grande, porque las estratificaciones dificultan el drenaje en dirección vertical.

En la Fig. 103 se muestran colchones típicos de drenaje horizontal. En cada uno de los casos ilustrados, el colchón de drenaje consiste en una berma inclinada, que por economía se incorpora dentro del talón de aguas abajo del terraplén. En (A) y en (B) de la Fig. 103 proporciona el drenaje necesario la zona permeable superior; en (C) de esa figura, el terraplén es homogéneo y es necesario un filtro de drenaje. El filtro mostrado también sirve para drenar el terraplén, convirtiendo a la presa al tipo homogéneo modificado con las ventajas resultantes descritas en la Sec.120.

La Fig. 103(Á) ilustra la longitud mínima recomendada y el espesor de un colchón de drenaje para un terraplén compuesto con una zona impermeable “mínima” para una presa construida sobre una cimentación permeable sin dentellón efectivo de tierra. La determinación de esta zona impermeable “mínima” se da en la Sec. 134(e). La Fig. 103(B) ilustra el proyecto recomendado para una presa de sección compuesta, con un núcleo impermeable mayor que el mínimo. El talud invertido de la sección impermeable es un procedimiento usado para disminuir la longitud del colchón de drenaje. Que también facilita la construcción de la zona permeable si el material se obtiene de la zanja para el dentellón de tierra, y reduce el volumen del terraplén. El contorno de rayas indica el colchón de drenaje que sería necesario si no se usara el talud invertido.

La longitud necesaria del colchón de drenaje horizontal puede determinarse teóricamente por medio de la red de flujo, siempre que se conozca, por medio del procedimiento conocido con el nombre de las secciones transformadas. En este método se hace un dibujo de una sección a través de la presa y cimentación paralela a la dirección del flujo. La escala

horizontal del dibujo se multiplica por un factor igual a la raíz cuadrada de la relación de la permeabilidad vertical a la horizontal, La red de flujo se hace en esta sección transformada como si la cimentación fuera isótropa. Después de que se ha completado la red de flujo, se pasa a la sección original dibujada sin deformación. El resultado es que los “cuadrados” de la red de flujo se convierten en “paralelogramos”, cuyas dimensiones horizontales se han determinado multiplicando las dimensiones de los cuadrados por la raíz cuadrada de la relación entre las permeabilidades horizontal,.y vertical. Este método de considerar la anisotropía en las cimentaciones permeables lo discuten Terzaghi y Peck [16]. Con este método se demuestra que cuanto mayor sea la relación entre las permeabilidades horizontal y vertical, tanto se alargará la distancia a la que emergen las filtraciones aguas abajo del talón de la zona impermeable de la presa, tanto más largo será el colchón de drenaje necesario.

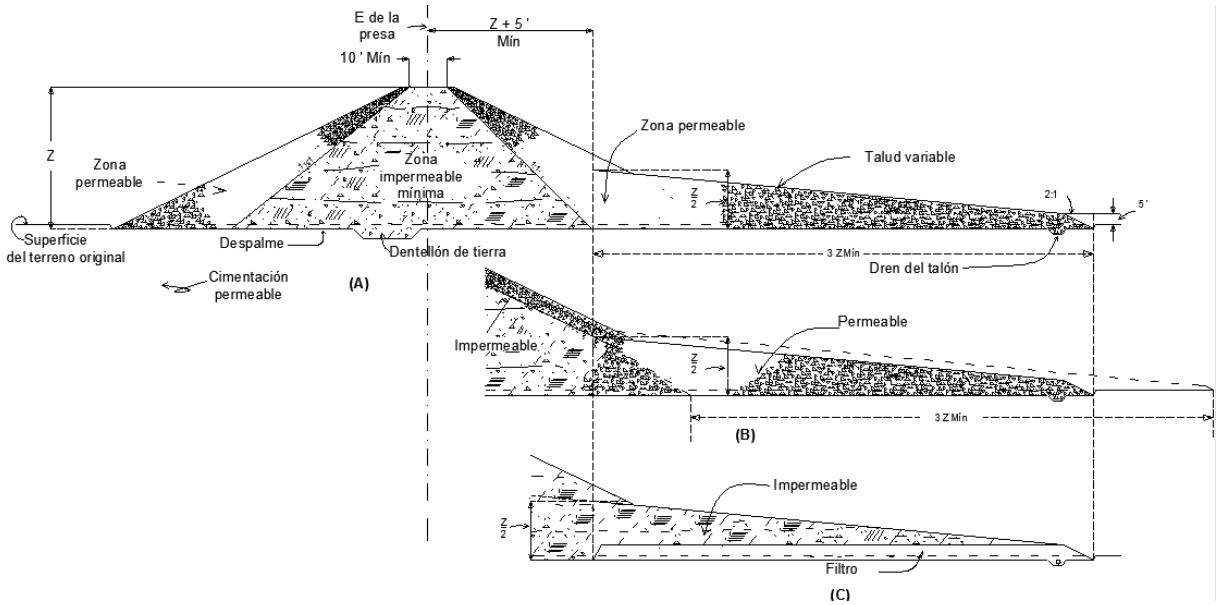


Fig. 103 Colchón horizontal de drenaje

Debido a lo limitado de la aplicación de la red de flujo al proyecto de las presas pequeñas con relativamente pocos datos de exploración de la cimentación, la red de flujo transformada no es necesaria en este texto para determinar las longitudes de los colchones de drenaje horizontales. Como base para el proyecto de presas pequeñas; se recomienda que la longitud del colchón se haga igual a tres veces la altura de la presa, como se muestra en la Fig. 103.

El filtro mostrado en la Fig. 103(C) es necesario para el drenaje. Debe ser de tal granulometría que los materiales de la cimentación y del terraplén no puedan penetrar y

tapar el filtro. El filtro debe tener un espesor mínimo de 3 pies para que tenga una capacidad sobrada para conducir las filtraciones. Los filtros de muchas capas deben evitarse, siempre que sea posible, debido al mayor costo que tiene este tipo de construcción.

Si las zonas permeables superyacentes en (A) y en (E) son una combinación de arena y grava, semejante a la de la arena y grava de la cimentación, no existe el peligro de arrastre de las partículas de la cimentación dentro del terraplén, y no son necesario filtros especiales. Si estas zonas se construyen de terraplén de roca, debe construirse un filtro para que el material más fino de la cimentación no sea arrastrado dentro de 1oiiecos del terraplén de roca.

Si se dispone de suficientes cantidades de material de filtro a costo razonable, se encontrará, generalmente, más económico construir filtros más gruesos que los descritos, que tratar el material para satisfacer exactamente los requisitos para los filtros delgados, como se describe en seguida. Cuanto más grueso es el filtro, mayores son las desviaciones permitidas de las condiciones que se dan para los filtros, especialmente en el paralelismo exigido en las curvas de granulometría entre el filtro y la base.

El método racional para proyectar los filtros, generalmente, se atribuye a Terzaghi. Mucha experimentación se ha hecho por el Corps of Engineers y por el Bureau of Reclamation. Estas autoridades han establecido grupos de métodos algo diferentes. Se recomiendan los límites siguientes para satisfacer la estabilidad del filtro y para proporcionar un amplio aumento de permeabilidad entre la base y el filtro. Estos métodos dan buen resultado cuando se usan con arena y grava natural o con roca triturada, con filtros uniformes o “graduados”:

(1) $\frac{D_{15} \text{ del filtro}}{D_{15} \text{ del material de base}}$ = de 5 a 40, con tal que el filtro no contenga mas de 5% de material más fino que 0.074 mm (Criba No. 200)

(2) $\frac{D_{15} \text{ del filtro}}{D_{85} \text{ del material de base}}$ = 5 o menos

(3) $\frac{D_{85} \text{ del filtro}}{\text{Abertura máxima del tubo de drenaje}}$.

(4) La curva granulométrica del filtro debe ser aproximadamente paralela a la del material de base.

En las reglas anteriores D_{15} es el tamaño, a partir del cual, el 15% del total de las partículas de suelo son menores; el porcentaje es por peso y se determina por medio de un análisis mecánico. El tamaño D_{85} es aquel que el 85% de las partículas son menores. Si para el filtro se requiere más de una capa, se sigue el mismo criterio; el filtro más fino se considera como “material de base” para la selección de la granulometría del material más grueso.

Además de las relaciones límites establecidas para el proyecto adecuado de los filtros, el tamaño de las partículas de 3 pulg, será el máximo utilizado en un filtro, para disminuir la segregación y el acuñamiento formando huecos de las partículas grandes durante la colocación de los materiales de filtro. Además, al proyectar filtros para materiales de base que contengan partículas de grava, los materiales de base deben analizarse sobre la característica de la granulometría de la fracción menor que el No. 4.

Es importante compactar el material de filtro a la misma densidad que la requerida para la construcción de las zonas de grava y arena en los terraplenes, como se dan en el Apéndice G Se debe tener cuidado en la colocación de los materiales de filtro para evitar segregación. La construcción de los filtros delgados requiere el proyecto adecuado e inspección durante la colocación.

(i) Drenes de talón y zanjas de drenaje. Los drenes de talón se instalan comúnmente a lo largo de los talones de aguas abajo de las presas, en combinación con colchones horizontales de drenaje, en la posición mostrada en la Fig. 103. Empezando con los drenes de menor diámetro tendidos a lo largo de las secciones de los estribos, los drenes se aumentan progresivamente de diámetro, colocando las tuberías de mayor diámetro, a través del fondo del cañón. El objeto de estos drenes es colectar las filtraciones que descargan del colchón de drenaje horizontal y conducr1as a un tubo de descaiga exterior que las lleva al tanque amortiguador del vertedor de demasías, que a su vez las conduce al cauce del río abajo de la presa. Se usan drenes con tubos en vez de sin tubos para tener la seguridad de que tienen la capacidad necesaria para conducir los volúmenes de las filtraciones. Los drenes de los talones se usan también en cimentaciones impermeables para tener la certeza de que cualesquiera filtraciones que pudieran atravesar la cimentación o el terraplén se recogen, y de que el agua subterránea se mantiene a una profundidad, con respecto a la superficie, suficiente para evitar la formación de lodazales abajo de la presa.

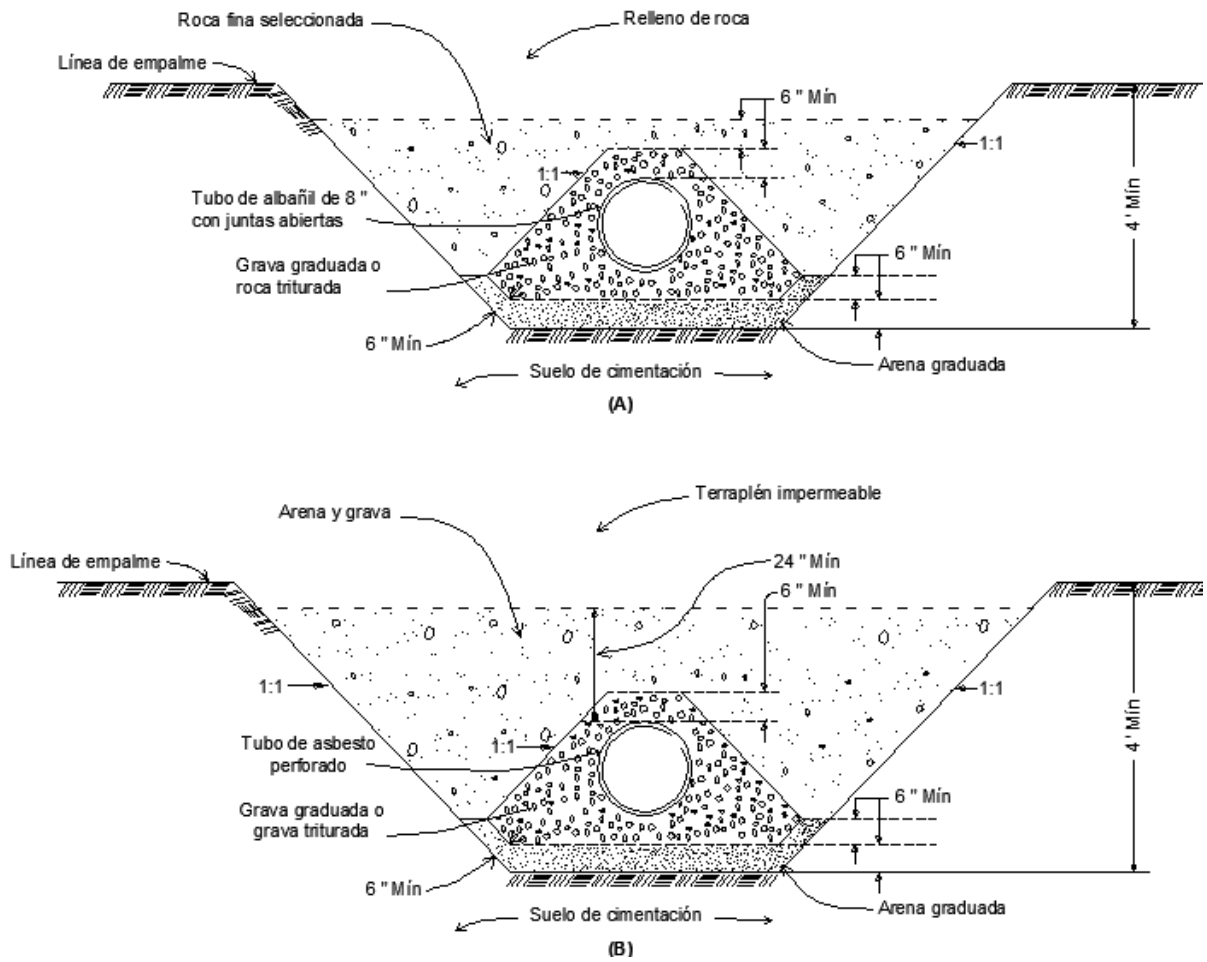


Fig. 105. Instalaciones típicas de drenes en los talones de las presas de tierra

Los tubos de los drenes de los talones de las presas pueden ser de barro vidriado o de concreto, o de metal ondulado perforado, revestidos de asfalto. Los tubos de drenaje se colocan en zanjas a suficiente profundidad abajo de la superficie del terreno, en la que se tenga la seguridad de que interceptan las filtraciones. La profundidad mínima de las zanjas es normalmente, de aproximadamente 4 pies; la profundidad máxima es la necesaria para mantener una pendiente razonablemente uniforme, aunque la superficie del terreno esté ondulada. La anchura del fondo de la zanja es de 2 a 3 pies, según el tamaño del tubo de drenaje. Se recomienda un diámetro mínimo de 6 pulg para las presas pequeñas; y pueden necesitarse hasta de 18 plg para tramos largos con poca pendiente. El tubo de drenaje debe estar rodeado de material de filtro, para evitar que se tapen los drenes con los arrastres de material fino, o la tubificación del material de cimentación al sistema de drenaje. Con frecuencia, son necesarios los filtros de dos capas; la capa que queda en contacto con el tubo debe tener sus partículas de tamaño suficientemente grande, para que no entren o tapen las perforaciones del tubo de metal o las aberturas de las juntas en los tubos de barro o de concreto. El proyecto de los filtros se discute en la subsección anterior. La Fig. 105

muestra instalaciones típicas de drenes colocados en los talones de las presas construidas por el. Bureau of Reclamation.

Los drenes pueden instalarse en una cimentación permeable cubierta por un estrato impermeable, si el estrato impermeable no es muy grueso para poderlo atravesar con una zanja abierta. A estas zanjas se les llama zanjas de drenaje, y son medios efectivos para disminuir las subpresiones en los estratos permeables inferiores. Las zanjas de drenaje generalmente no son efectivas si la cimentación permeable está estratificada, por que de esta manera, sólo puede disminuir la subpresión en la parte superior del estrato permeable. Se puede obtener un drenaje más efectivo de las cimentaciones estratificadas por medio de pozos de drenaje.

(j) Pozos de drenaje. En un gran número de casos de presas bajas, desplantadas en cimentaciones permeables, cubiertas por estratos impermeables, el espesor del estrato superior impermeable es tal, que no existe peligro de tubificación del tipo de reventones ni del tipo de erosión interna. Teóricamente, la tubificación ocurre cuando la presión del agua (subpresión) en un punto a un nivel en la cimentación, en la vecindad del talón de aguas abajo iguala la presión ejercida por el peso combinado del suelo y del agua que quedan arriba de él. En las condiciones ordinarias del agua de descaiga en la superficie del terreno, la subpresión (en pies de agua) en el punto en cuestión será igual a la profundidad, d, del punto abajo del terreno más la carga de presión del vaso, menos la carga perdida en la filtración a través de la cimentación hasta el punto. La presión ejercida por el peso del suelo y del agua arriba de este punto, es el peso unitario del suelo saturado, multiplicado por la profundidad del punto. Si el espesor del estrato impermeable es igual a la carga del vaso, h, la subpresión, abajo del estrato, no puede exceder del peso del mismo. Los que se debe a que el peso del suelo saturado es igual a aproximadamente el doble del peso del. Agua y para h = d:

$$2\gamma_{10} \times d \times 1 = (h + d)\gamma_{10}$$

(o sea que, la presión ejercida por el peso saturado= subpresión).

En realidad, siempre existe una pérdida considerable de la carga del vaso debida a la fricción de la filtración; por lo tanto, el valor de h en el segundo miembro de la Ec. (3) es demasiado grande, y la subpresión será menor que la presión ejercida por el peso superpuesto. Por lo tanto, si el espesor del estrato superior impermeables igual a la carga del vaso, se puede considerar que se dispone de un buen factor de seguridad. En este caso, no es necesario ningún tratamiento más en la cimentación. Sin embargo, si el espesor del estrato impermeable superior es menor que la carga del vaso, se recomienda algún tratamiento preventivo. Si el espesor del estrato superyacente impermeable es menor que h,

pero es muy grueso para poder usar en él zanjas de drenaje, o si la cimentación permeable está estratificada, son necesarios pozos de drenaje.

Los requisitos más importantes para un sistema de pozos de drenaje son:

(1) Los pozos deben profundizarse dentro de la cimentación permeable que queda debajo de la capa impermeable superior, para eliminar las presiones hasta una profundidad en que los espesores combinados de la capa impermeable y del material drenado sean suficientes para dar estabilidad contra las presiones inferiores que no se eliminaron. Generalmente, resultan satisfactorias las profundidades de los pozos iguales a las alturas de las presas.

(2) Los pozos deben hacerse con una separación máxima que asegure la intercepción de las filtraciones y que reduzcan las subpresiones entre los pozos a valores máximos aceptables.

(3) Los pozos deben ofrecer poca resistencia a la entrada de las filtraciones y a su descarga.

(4) Los pozos deben estar proyectados de manera que no se inutilicen por obstrucción o corrosión.

El U.S. Corps of Engineers ha llevado a cabo extensos programas de investigación sobre el proyecto e instalación de pozos de drenaje. Los resultados de estos estudios se publicaron en varios excelentes artículos [20, 21, 221. Se aconseja al lector consultar estas referencias para ver los métodos teóricos de proyecto.

Generalmente, la separación de los pozos se basa en el criterio, debido a la carencia de datos detallados con respecto a las cimentaciones de las presas pequeñas. Este es un procedimiento aceptable, con tal de que se hagan planes para instalar más pozos después de que se haya construido la presa a los primeros síntomas de presiones excesivas. Cuando los estratos permeables tienen una permeabilidad excesiva, habrá una cantidad de agua mayor que si ésta fuera menor. La separación mínima entre los pozos que se aconseja es de 25 pies, para la mayor parte de las cimentaciones permeables, y hasta un máximo de 100 pies para las cimentaciones menos permeables.

Los experimentos han demostrado que el diámetro del pozo no debe ser menor de 6 plg para que las pérdidas de carga de las filtraciones al entrar a él sean pequeñas. Se recomienda colocar un filtro de espesor mínimo de 6 plg, que satisfaga las condiciones previamente establecidas (Sec. 126(h)) entre las cribas del pozo y la cimentación, y que la relación del tamaño del 85% del filtro a las aberturas de la criba, sea mayor de 2.0.

Un pozo de drenaje que satisface los requisitos de ofrecer poca resistencia a la infiltración del agua de las filtraciones y la descarga de la misma, y que se construye con materiales relativamente inertes, ha sido inventado por el Corps of Engineers [221, como se muestra en la Fig. 106. El pozo consta de una sección de coladera, un tubo vertical, un filtro de grava, y de un relleno de arena, de la parte superior del filtro de grava hasta una elevación afinada de 10 pies abajo de la superficie del terreno. La coladera y el tubo vertical son de tubo de

madera de 8 plg. La sección de coladera está perforada con ranuras de plg de anchas y de 31/4 de largas, y el pie de la coladera está cerrado con un tapón de madera. El remate superior del pozo está protegido con guardas de metal. Uno de los mejores métodos inventados para perforar estos pozos es el “giratorio inverso”. Que básicamente es el de dragado por succión, en el cual el material del pozo se extrae con un tubo de succión; las paredes del agujero se sostienen manteniendo una carga hidráulica en el agujero de varios pies arriba del nivel freático.

Otro método de instalar un pozo de drenaje requiere el hincado de un ademe del tamaño adecuado y extraer por lavado el suelo que queda dentro del tubo. El pozo entubado, que consta de una sección de coladera y de un tubo vertical, se baja dentro del tubo de ademe y se almea correctamente. Luego se coloca el filtro en capas de 6 a 8 plg, sacando el ademe la misma cantidad. Se repite este proceso hasta que el filtro está a varios pies arriba del extremo superior de la sección de coladera. Arriba de este punto se coloca un ‘relleno impermeable o concreto para evitar filtraciones, a lo largo del costado exterior del tubo. Después de instalados los pozos deben limpiarse y bombearse o derramarse, para eliminar cualquier suelo fino muy cercano. Los pozos de drenaje deben inspeccionarse periódicamente y limpiarse elevando y bajando el nivel del agua dentro de ellos, si es necesario.

Estos pozos de drenaje, como otras estructuras, tienen algunas limitaciones. Cuando el volumen de las filtraciones es muy grande se puede requerir un número excesivo de pozos. En tales casos, se pueden usar colchones impermeables del lado de aguas arriba de las áreas que permiten el escape del agua del vaso a los estratos permeables, para reducir el volumen de las filtraciones.

Debido a que la instalación y proyecto de los pozos de drenaje demandan conocimientos especializados, una habilidad especial, y una construcción de la más alta calidad e inspección para tener la certeza de obtener resultados satisfactorios y, también, debido a que estos pozos requieren supervisión y mantenimiento después de construidos, se recomiendan para usarse únicamente en las presas pequeñas cuando no es posible emplear otros métodos de control para las filtraciones.

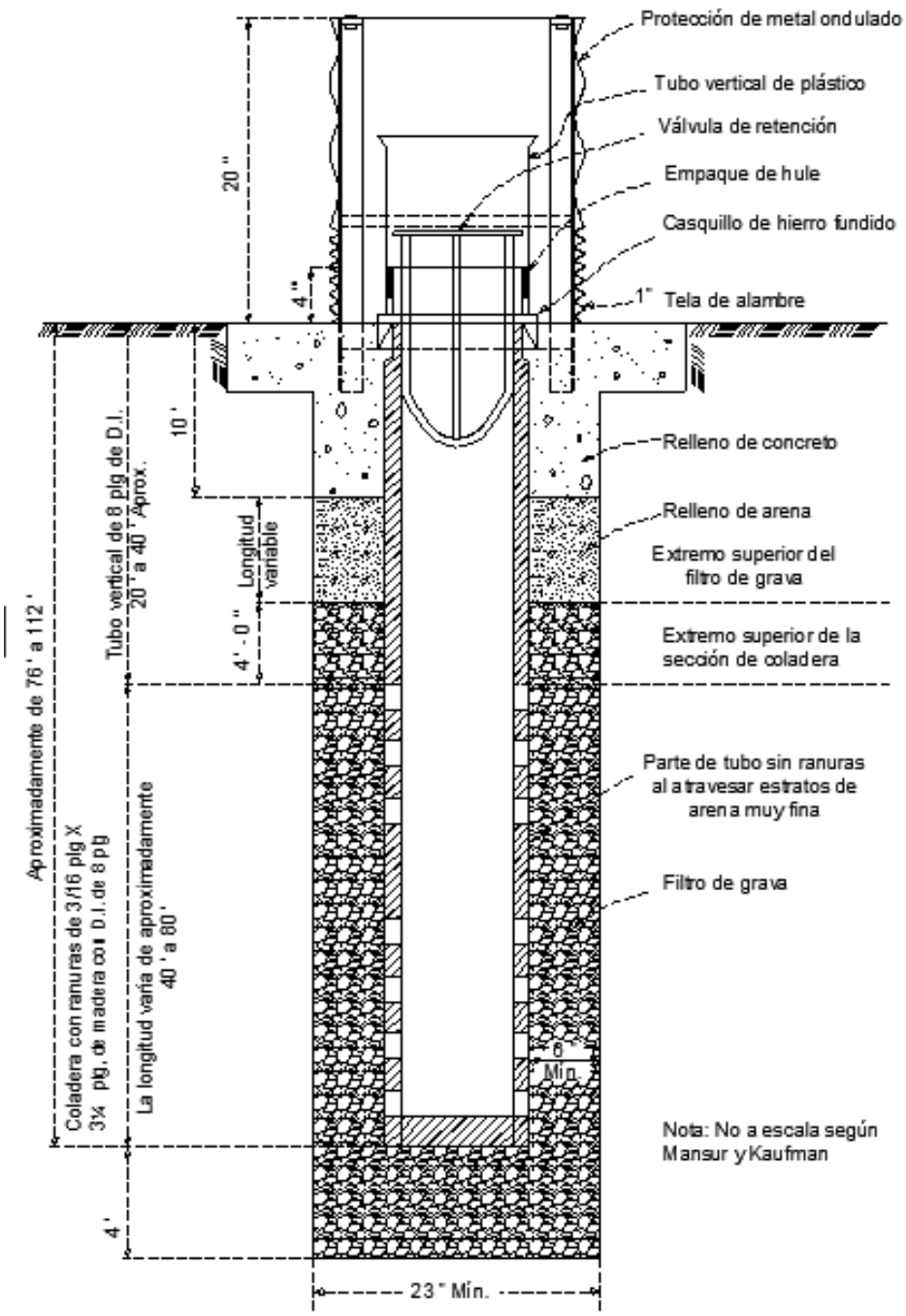


FIG. 106. Pozo de drenaje y sus accesorios

Proyectos para las cimentaciones de arena y de grava. (a) Generalidades. Uno de los sistemas para el proyecto de presas de tierra dado en la Sec. 122 requiere que el gasto producido por las filtraciones a través de las cimentaciones y estribos, se controle de manera que no se produzca erosión interna y que no se forme lodo en el área en que emergen. El sistema también requiere que la cantidad de agua perdida por filtración se controle de manera que no interfiera con la función que va a desempeñar la obra. En la Sec. 123 se discuten las bases usadas para proyectar cimentaciones para las presas pequeñas, para lo que se requiere una generalización de la naturaleza de la cimentación, en lugar de exploraciones detalladas, y la aplicación de procedimientos de proyecto que son menos teóricos que los usados para las estructuras más importantes. En la Sec. 123 se previene el uso de estos procedimientos de proyecto para las condiciones anormales, en las que no resultan adecuados los que se basan en la experiencia y el criterio.

El objeto de esta sección es mostrar la aplicación de los métodos de tratamiento a casos específicos. Para fines de esta discusión, las cimentaciones permeables se dividen en los casos siguientes:

Caso 1. La cimentación permeable queda expuesta.

Caso 2. La cimentación permeable está cubierta por un estrato impermeable, que puede variar en espesor desde unos cuantos pies, has' una profundidad considerable.

En ambos casos, la cimentación permeable puede ser relativamente homogénea, o puede esta muy estratificada, con capas menos permeables de manera que la permeabilidad horizontal sea muchas veces mayor que la permeabilidad vertical, La estratificación puede influir en la selección del método adecuado de tratamiento para la cimentación.

La selección del tratamiento adecuado para el caso 2, puede también estar influida por el espesor de la capa impermeable superior. Si la capa impermeable superior es solamente de un espesor de unos cuantos pies, se puede suponer que será poco efectiva como colchón para evitar las filtraciones, porque a los estratos superficiales delgados, generalmente les falta la densidad requerida para ser impermeables, y porque comúnmente tienen un gran número de aberturas que los atraviesan. Por lo tanto, una capa muy delgada de cubierta impermeable tendrá muy poco efecto en el proyecto de la cimentación. Si el espesor de la capa superyacente es igual o excede a la carga hidráulica del vaso, puede considerarse que no existen problemas, por lo que toca a filtraciones o fuerzas de filtración, como se puede demostrar por la Ec. (3). En tal caso el tratamiento de la cimentación requerida será impuesto por la naturaleza del estrato impermeable con motivo de sus características de asentamiento y de estabilidad. Los diseños de cimentaciones permeables de limo o arcilla, se estudian en secciones subsecuentes.

Métodos de tratamiento de las cimentaciones de limo y de arcilla.

(a) Generalidades. Las cimentaciones formas por suelos de grano fino son suficientemente impermeables para que se pueda evitar el tener que disponer dispositivos especiales para las filtraciones y tubificaciones subterráneas. El problema principal con estas cimentaciones es la estabilidad. Además del peligro obvio de falla por falta de resistencia del terreno de la cimentación formado por limos y arcillas saturado, los proyectos deben tomar en cuenta el efecto de la saturación de la cimentación de la presa y las obras auxiliares del vaso.

Los métodos de tratamiento de la cimentación se basan en el tipo de suelo, la localización del nivel freático y en la compacidad del suelo. En las cimentaciones saturadas de suelos de grano fino (incluyendo las arenas que contengan finos suficientes para hacer el material impermeable) la prueba de penetración estándar descrita en la Sec. 103 proporciona una medida aproximada de su capacidad o consistencia relativa. Sin embargo, no se puede confiar en esta prueba, en los suelos de grano fino que están arriba del nivel freático, especialmente en los suelos muy secos cuya resistencia a la penetración es elevada aunque su densidad sea baja. En estos suelos, la compacidad puede determinarse mediante las pruebas de densidad en el lugar que se describieron en la Sec. 114

Proyecto de cimentaciones de limo y de arcilla

(a) Cimentaciones saturadas. Los proyectos de las presas pequeñas sobre suelos saturados de grano fino que se dan en esta sección se basan en los resultados de numerosos análisis de estabilidad usando presas de varias alturas y diferentes grupos de taludes para los terraplenes estabilizadores para cada altura. Se usaron propiedades de valores promedio y se determinó la resistencia al corte requerida para un factor de seguridad de 1.5, suponiendo que no existe expulsión de agua durante la construcción.

Los valores medios de resistencia de los grupos de suelos se obtuvieron de la Ec. (7). Se usaron los datos de la Tabla 6 para obtener tan y para obtener C_{sat} para usarlo en la Ec. (6) para determinar C_{PL}. C_{LL} se tomó como 0.2 lb/pulg. La Fig. 112 muestra la sección transversal recomendada para usarse en estas cimentaciones. La Tabla 13 da los taludes recomendados para los rellenos estabilizadores para cimentaciones típicas de los grupos del Sistema de Clasificación Unificado de Suelos para los diferentes grados de consistencia. No se hacen recomendaciones para los taludes para los suelos que tengan como promedio menos de cuatro golpes por pie (en la prueba estándar de penetración) dentro de una profundidad de la cimentación igual a la altura de la presa. Estas cimentaciones muy blandas requieren un muestreo y pruebas especiales que quedan fuera del campo de este texto. Los taludes se dan para suelos saturados de consistencia media (aproximadamente de 4 a 10 golpes por pie), de consistencia firme (aproximadamente de 11 a 29 golpes por pie) y de Consistencia dura (mayor de 20 golpes por pie). Cuando en la cimentación entran

cantidades importantes de materiales de varios grupos, los taludes elegidos deben estar de acuerdo con los recomendados en la tabla.

Los terraplenes estabilizadores se utilizan solamente por su peso, y por lo tanto, no es necesario hacer una selección cuidadosa de materiales ni de métodos especiales de construcción. La construcción de estos rellenos se describe en el Apéndice G bajo el título de “Empleo de varios materiales en el terraplén de la presa”.

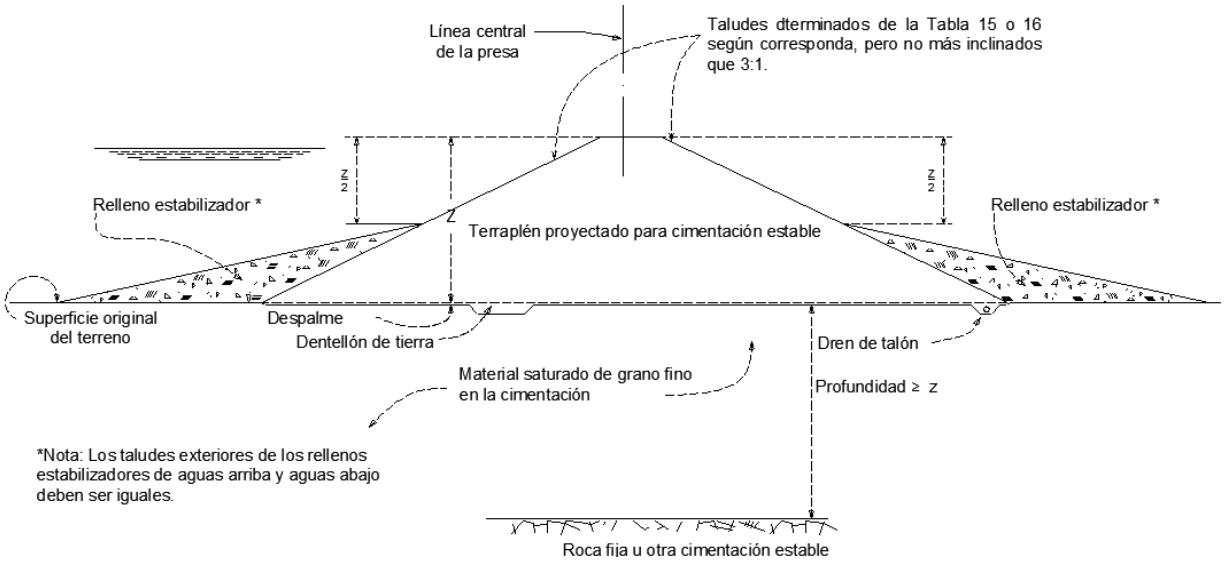


FIG. 112. Proyecto de una presa sobre una cimentación de grano fino

(b) Cimentaciones relativamente secas. En el proyecto, aun tratándose de presas muy pequeñas en depósitos compuestos de materiales secos de poca densidad, debe tomarse en cuenta la posibilidad de asentamientos al saturarse con el agua del vaso. Como los resultados de las pruebas de penetración en estas cimentaciones pueden ser muy engañosos, deberán hacerse pruebas de la humedad natural y de la densidad del material en el lugar, en las porciones del depósito que quedan arriba del nivel freático, para compararlos con los valores de compactación de Proctor en el mismo suelo. También se puede utilizar el método rápido de control de la compactación descrito en el Apéndice E, para determinar el porcentaje de densidad máxima del material seco Proctor que existe en el terreno natural y la diferencia aproximada entre la humedad óptima y la humedad natural en el lugar.

TABLA 13. TALUDES RECOMENDADOS PARA LOS RELLENOS ESTABILIZADORES PARA PRESAS CONSTRUIDAS SOBRE CIMENTACIONES SATURADAS DE LIMO Y ARCILLA

Consistencia	Número promedio de golpes por pie a una profundidad de la cimentación igual a la altura de la presa	Grupo del suelo[2]	Taludes para las diferentes alturas de la presa				
			50 pies	40 pies	30 pies	20 pies	10 pies
Blanda……	Menor de 4……	Pruebas y análisis especiales de suelos requeridos					
Mediana……..	De 4 a 10……	SM…… SC…… ML…… CL…… MH…… CH……	4 ½ :1 6:1 6:1 6 ½ : 1 7:1 13:1	4:1 5:1 5:1 5:1 5 ½ :1 10:1	3:1 4:1 4:1 4:1 4 ½ :1 7:1	3:1 3:1 3:1 3:1 3 ½ :1 4:1	3:1 3:1 3:1 3:1 3:1 3:1
Firme…….	De 11 a 20……	SM…… SC…… ML…… CL…… MH…… CH……	4:1 5 ½ :1 5 ½ :1 6:1 6 ½ :1 11:1	3 ½ :1 4 ½ :1 4 ½ :1 4 ½ :1 5:1 9:1	3:1 3 ½ :1 3 ½ :1 3 ½ :1 4:1 6:1	3:1 3:1 3:1 3:1 3:1 3:1	3:1 3:1 3:1 3:1 3:1 3:1
Dura…….	Más de 20……	SM…… SC…… ML…… CL…… MH…… CH……	3 ½ :1 5:1 5:1 5:1 5 ½ :1 10:1	3:1 4:1 4:1 4:1 4:1 8:1	3:1 3:1 3 ½ :1 3:1 3:1 5 ½ :1	3:1 3:1 3:1 3:1 3:1 3:1	3:1 3:1 3:1 3:1 3:1 3:1

[2] Sistema de Clasificación Unificado de Suelos

Los análisis de los resultados de 112 pruebas hechas por el Bureau of Reclamation en muestras de cimentaciones inalteradas indican que la densidad, humedad y la carga aplicada, influyen en la susceptibilidad de un suelo a sufrir grandes asentamientos al

saturarse. Los siguientes grupos de suelos se representaron en las pruebas: ML, 51%; CL, 23%; ML-CL, 13%; SM, 8%; y MH, 5%.

Para las cargas que varían dentro del rango aplicable a las presas pequeñas, se da en la Fig. 113 una relación empírica entre D (densidad del material seco en el lugar dividida entre la densidad máxima de Proctor) y w_o - w (humedad óptima menos la humedad en el lugar), que delimita los suelos de cimentación que requieren tratamiento y los que no. Se hicieron 70 pruebas en la primera categoría y 42 en la última. En las cimentaciones sobre suelos sin saturar que quedan dentro de la categoría de "no necesitan tratamiento" en la figura, sólo se requieren el despalme ordinario y un dentellón de tierra, Los suelos con humedad en el lugar mucho mayor que w_o deben probarse para determinar el grado de saturación. Si tienen un grado de saturación mayor del 95%, deben considerarse como saturados y tratarse de acuerdo.

D. TERRAPLENES

Consideraciones fundamentales. Esencialmente, el problema de proyectar un terraplén de tierra es determinar la sección transversal que cuando se construya con los materiales disponibles cumpla con las funciones para las cuales se proyecta con la debida seguridad y al costo mínimo. El proyectista de un terraplén de tierra no puede confiar en la aplicación del análisis matemático o fórmulas para determinar la sección transversal requerida con el mismo grado de precisión que para una presa de concreto. Los suelos aparecen con combinaciones infinitas de granulometría, composición, y las correspondientes variaciones en comportamiento bajo diferentes condiciones de saturación y de carga; además, las relaciones recíprocas entre esfuerzo y deformación en un terraplén son muy complejas.

Se han hecho grandes progresos en las investigaciones y estudios encaminados hacia el desarrollo de métodos que permitan hacer un análisis completo de la estabilidad de un terraplén. Estos métodos proporcionan métodos útiles de proyecto, especialmente para las estructuras mayores, en las que el costo de las exploraciones detalladas y de las pruebas de laboratorio de los materiales de construcción de que se dispone se puede justificar económicamente por obtener un proyecto más preciso. Aun así, los métodos empleados en la determinación de la sección transversal necesaria de un terraplén consisten en copiar las características de las presas que han dado buenos resultados, haciendo estudios analíticos y experimentales en las condiciones anormales, y controlando rigurosamente la selección y colocación de los materiales del terraplén. Aunque necesariamente se hacen algunas modificaciones en proyectos específicos, para adaptarlos a condiciones especiales, hay que evitar inovaciones radicales y cambios fundamentales en los conceptos para el proyecto que se va desarrollando y aceptando gradualmente basándose en la experiencia práctica y en tanteos.

Aunque se pudieran criticar estos métodos, como excesivamente conservadores y extravagantes, no existe ningún método mejor que se haya demostrado terminantemente. Cuando se toma en cuenta la probable pérdida de vidas, la certidumbre de costosos daños a la propiedad en muchos casos, y el desperdicio de dinero correspondiente, la falla de la presa construida, se justifican ampliamente los métodos conservadores. En las presas pequeñas, donde el costo de las exploraciones y de las pruebas de laboratorio de los materiales del terraplén para efectuar estudios analíticos junto con el costo de los trabajos de ingeniería, constituyen un gasto desproporcionado con relación al costo total de la estructura, el método de proyectar basándose en las estructuras que han tenido éxito y en la experiencia pasada, resultan todavía más apropiados.

El sistema de proyecto para los terraplenes que exige que los taludes del terraplén sean estables bajo todas las condiciones de construcción y de la operación del vaso; que no se produzcan esfuerzos excesivos en la cimentación; que se controlen las filtraciones a través del terraplén; que el terraplén esté seguro contra el rebasamiento; y que los taludes se protejan contra la erosión. Esta parte del capítulo se refiere al proyecto del terraplén con respecto a la estabilidad de los taludes y al control de las filtraciones a través de la presa. Los detalles del terraplén, como el ancho de la corona, el bordo libre, la protección de los taludes y el drenaje, se discuten en la Parte E.

La estabilidad de un terraplén se determina por su capacidad para resistir esfuerzos cortantes, porque la falla se produce por deslizamiento a lo largo de una superficie de corte. Los esfuerzos cortantes provienen de las cargas externas aplicadas, como son las del vaso y las producidas por los terremotos, y de las fuerzas internas producidas por el peso del suelo y de los taludes del terraplén. Las fuerzas internas y externas también producen esfuerzos de compresión normales a cualquier superficie de deslizamiento potencial. Estos esfuerzos de compresión contribuyen tanto a la resistencia al corte del suelo, como al desarrollo de presiones intersticiales que destruyen la estabilidad.

Los terraplenes de materiales granulares o no cohesivos son más estables que los hechos de suelos cohesivos, porque los materiales granulares tienen una mayor resistencia a la fricción y porque su mayor permeabilidad permite la rápida disipación de las presiones intersticiales que resultan de las fuerzas de compresión. Por lo tanto, Cuando otras condiciones lo permiten, se pueden adoptar taludes más inclinados para los suelos no cohesivos. Los terraplenes de materiales homogéneos de relativamente baja permeabilidad tienen generalmente taludes más tendidos que los usados en los terraplenes de sección compuesta, que llevan zonas exteriores que drenan fácilmente, soportando zonas interiores de materiales relativamente impermeables.

En resumen, se puede establecer que el proyecto de una presa de tierra en su sección transversal, está controlado por las propiedades físicas de los materiales que se puede disponer para la construcción, por los métodos de construcción que se especifiquen, y por el grado de control en la construcción que se prevea.

La presión intersticial. En 1936, Terzaghi demostró que en los suelos impermeables sujetos a cargas, el esfuerzo total normal a cualquier plano, está compuesto de un esfuerzo efectivo y de la presión de un liquido. Los conceptos de superficies planas y de esfuerzos en un punto en los suelos no son idénticos a los que se hacen en los materiales ideales homogéneos isótropos. El plano" en los suelos es una superficie relativamente ondulada, que toca las partículas del suelo solamente en sus contactos entre sí: y el "punto" de esfuerzo es una pequeña región que contiene suficientes partículas para obtener un esfuerzo promedio. Con estas salvedades el esfuerzo total normal de compresión, σ a lo largo de un plano en una estructura de tierra puede escribirse:

$$\sigma = \overline{\sigma} + \mu \qquad (8)$$

en la que u es la presión intersticial. Por las condiciones de equilibrio, el esfuerzo cortante r a lo largo del plano es:

$$r = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2} sen2\theta \qquad (9)$$

en la que:

σ_1 es el esfuerzo máximo total principal

σ_2 es el esfuerzo total principal mínimo, y

θ es el ángulo entre el plano considerado y el plano sobre el que actúa σ_1

Resulta evidente de la Ec. (9) que el esfuerzo cortante es el mismo cuando se usan y o sus componentes efectivas $\overline{\sigma_1}$ y $\overline{\sigma_2}$ o sus componentes efectivas $\overline{\sigma_1}$ y $\overline{\sigma_2}$

La resistencia al esfuerzo cortante a lo largo de un plano se puede obtener de la ecuación de Coulomb:

$$s = C + (\sigma - u)\tan\phi \qquad (10)$$

que demuestra que la porción de rozamiento de la resistencia a lo largo de un plano se reduce por la presión intersticial.

Las presiones intersticiales en los suelos cohesivos compactados, producidas por esfuerzos de compresión, se presentan en la prueba triaxial confinada en el laboratorio y en la zona impermeable de un terraplén durante la construcción. En el laboratorio, se pueden obtener la relación entre el cambio de volumen y la presión hidráulica en la masa de un suelo cargado que consiste de partículas sólidas, agua y aire, usando la ley de Boyle para la

compresibilidad del aire y la ley de Henry para la solubilidad del aire y del agua, estando ambos a temperatura constante. Para una masa de suelo enterrada en un terraplén "impermeable", en el que el drenaje es extremadamente lento debido a la larga trayectoria que tienen que recorrer las filtraciones y el coeficiente de permeabilidad muy pequeño del material, es un procedimiento conservador razonable, apoyándose en las observaciones de campo, hacer la suposición de que no existe drenaje para estimar la magnitud de la presión intersticial para fines de proyecto y de control. La suposición es que, cuando la masa de suelo está cargada sin permitir que escape el aire o el agua, parte de la carga deforma elásticamente los granos del suelo o sufren reacomodos que no son elásticos, pero sin cambios de importancia en su volumen sólido. Esta parte de la carga, obra en el esqueleto del suelo como esfuerzo efectivo. El resto de la carga lo soportan los esfuerzos producidos en el aire y en el agua contenidos en los poros y se conoce con el nombre de presión intersticial.

El análisis demuestra que la magnitud de las presiones intersticiales producidas por las fuerzas de compresión, dependen de la compresibilidad del suelo compactado y de la cantidad de aire que contiene. Para condiciones determinadas de compresibilidad y de carga, cuanto más cerca está el suelo compactado de la saturación, tanto mayor será la presión intersticial. Lo que ha conducido a emplear el método de controlar la proporción de agua de los materiales, para poder aumentar la cantidad de aire en el suelo compactado. La humedad se ha reducido hasta ser menor que la humedad óptima de compactación para obtener la densidad máxima de Proctor, en la construcción de los terraplenes altos de las presas, pero este procedimiento no es necesaria ni conveniente para la construcción de terraplenes con alturas menores de 50 pies. Para estas alturas, la compactación de los suelos cohesivos a la humedad óptima y aproximadamente a la densidad máxima de Proctor del material seco, proporciona suficiente aire, aun en los suelos más compresibles, para impedir el desarrollo de presiones intersticiales de magnitud apreciable. Para pequeñas cargas en materiales confinados, col cando el material más seco que con la humedad óptima es inconveniente, porque aumentan lo peligros de (1) baja densidad para el mismo esfuerzo de compactación, debido a la forma de la curva de compactación, (2) al aumento de la permeabilidad del terraplén y (3) al excesivo reblandecimiento y asentamiento a la saturación por el vaso, lo que posiblemente Puede producir el agrietamiento del terraplén. Por otra parte, la humedad no debe ser apreciablemente mayor que la óptima para la densidad máxima de Proctor del material seco, debido a las dificultades que se han experimentado con los terraplenes inestables cuando se usan suelos muy mojados, aun cuando las presas sean de poca altura.

De las consideraciones anteriores resulta que debe recomendarse que se compacten los suelos cohesivos en los núcleos de las presas pequeñas con una humedad

aproximadamente igual a la necesaria para obtener la densidad máxima de Proctor para el material seco.

Filtraciones a través de los terraplenes. El núcleo o barrera para el agua de una presa de tierra proporciona la resistencia a la filtración que crea el vaso. Los suelos varían mucho en permeabilidad, aun las arcillas más compactada, son porosas y no se puede evitar que el agua pase a través de ellas.

El avance de la filtración del agua a través de núcleo depende de la constancia del nivel del va so, de las magnitudes de la permeabilidad del material del núcleo en las direcciones horizontales y verticales (anisotropía), de la intensidad de las presiones residuales producidas por la fuerza de compresión durante la construcción, y del factor tiempo. La Fig. 117 muestra la penetración del agua dentro de un núcleo poco después de haber llenado el vaso por primera vez, y también la penetración cuando se ha alcanzado finalmente una condición estable. La superficie superior de la corriente de filtración se llama superficie freática (de presión cero); en una sección aparece como la línea freática. Aunque el suelo puede estar saturado por capilaridad arriba de esta l' nea, creando la "línea de saturación", las fi1t clones se limitan a la porción que queda abajo de la línea freática.

La posición de la línea freática depende mente de la geometría de la sección. En los suelos de permeabilidades muy diferentes, pero que tienen la misma relación entre sus permeabilidad horizontal y vertical, las líneas freáticas eventualmente alcanzan posiciones idénticas. Tardan mucho más para llegar a su posición estable las filtraciones en la arcilla que en arena para la misma sección transversal, y la cantidad de agua que emerge en el talud de aguas abajo será, por supuesto, mucho mayor en el material más permeable. Las presiones intersticiales abajo de la ¡inca freática reducen la resistencia al corte de la masa de suelo, de acuerdo con la ley de Coulomb, Ec. (10). La condición estable, que se produce con la máxima saturación del terraplén, es la condición más crítica de las que se presentan después de la construcción para la estabilidad del talud de aguas abajo.

La condición más crítica de operación por lo que toca a la estabilidad del talud de aguas arriba es el rápido desembalse que sigue a un largo periodo de alto nivel en el vaso. La Fig. 118 muestra el efecto de un rápido desembalse en las presiones intersticiales. Se notará que el nivel del agua que ha descendido. La Fig. 118(A) muestra la Línea freática y las líneas de igual presión en las condiciones de vaso lleno; la posición de la línea freática indica que existían prácticamente condiciones estables antes del desembalse. La Fig. 118(B) muestra las presiones después del desembalse.

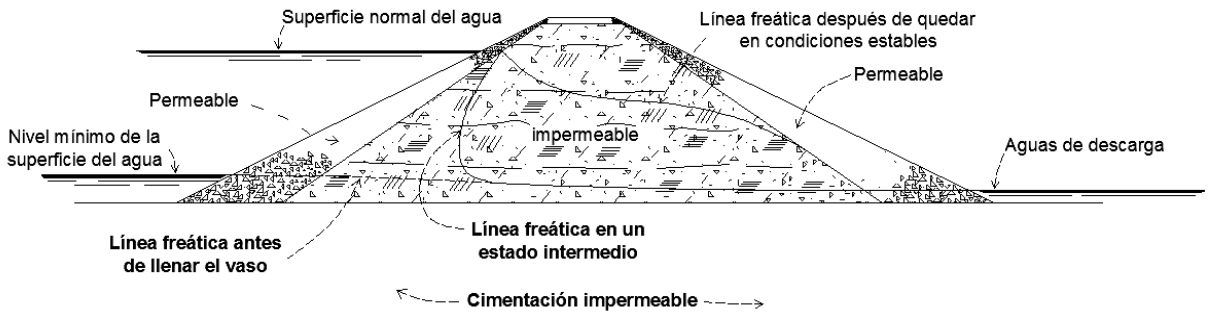
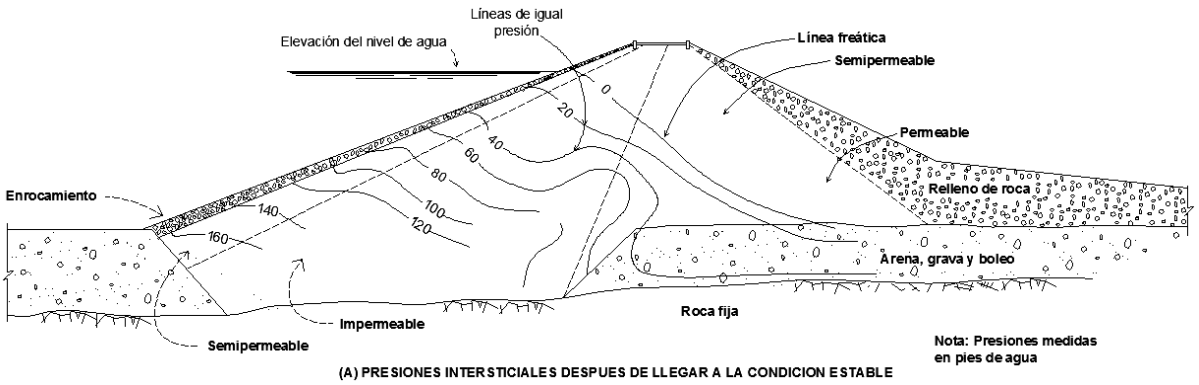


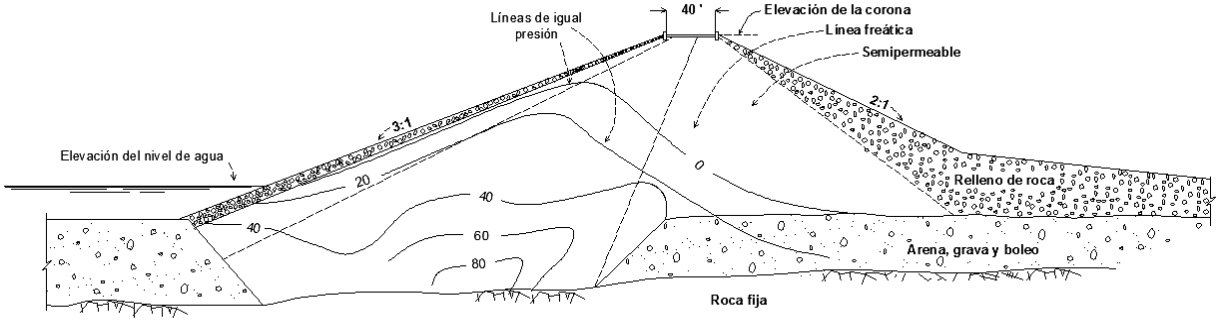
FIG. 117. Posición de la línea freática en un terraplen de sección compuesta

La Fig. 118 demuestra que permanecen presiones apreciables en un terraplén después del desembalse. Si una presa determinada va a estar sujeta a rápidos desembalses después de largos almacenamientos, deben tomarse precauciones especiales en el proyecto. El talud de aguas arriba de un terraplén con una zona grande de material permeable, generalmente no presenta condiciones críticas con los rápidos desembalses. El descenso rápido del nivel puede requerir un talud más tendido en un terraplén homogéneo que el que necesitaría por estabilidad.

El uso de las redes de flujo para determinar la magnitud y distribución de las presiones de filtración en las cimentaciones ya se describió anteriormente (Sec. 125(c)). Las redes de flujo también se usan como medios para representar el esquema de flujo del agua que se filtra a través de los terraplenes, con objeto de estimar la magnitud y distribución de las presiones debidas al agua de las filtraciones, tanto en la condición estable, como en la que queda después del desembalse. Los métodos analíticos para determinar la estabilidad que se usan en las estructuras mayores, requieren que se determinen estas presiones intersticiales cuantitativamente. Esta determinación no se requiere en los métodos de proyecto que se dan en este texto.



(A) PRESIONES INTERSTICIALES DESPUES DE LLEGAR A LA CONDICION ESTABLE



(B) PRESIONES DESPUES DE UN RAPIDO DESEMBALSE

Análisis de estabilidad. Se han propuesto varios métodos para calcular la estabilidad de las presas de tierra. En general, estos métodos se basan en la resistencia al corte del suelo, y en algunas suposiciones con respecto al carácter de una falla del terraplén. El método sueco o 'del círculo de deslizamiento", el cual supone que la superficie de ruptura es cilíndrica, es un método relativamente sencillo de analizar la estabilidad de un terraplén. Aunque se han elaborado otras soluciones estrictamente matemáticas, el método del círculo de deslizamiento para analizar la estabilidad es el más, generalmente, aceptado. En este método, el factor de seguridad contra el deslizamiento se define como la relación del promedio de la resistencia al esfuerzo cortante, determinada de la Fc. (10), al promedio del esfuerzo cortante determinado por medio de la estática en una superficie potencial de deslizamiento.

La fuerza ejercida por cualquier segmento dentro del círculo de deslizamiento es igual al peso del segmento y actúa verticalmente hacia abajo desde su centro de gravedad. Los componentes de este peso actúan en una porción del círculo y son, la fuerza normal al arco, determinada completando el triángulo de las fuerzas con líneas en las direcciones radiales y tangenciales. Las presiones intersticiales actuando sobre el arco dan por resultado una fuerza de subpresión, que reduce la componente normal del peso del segmento. Se han inventado métodos gráficos por May [271 para facilitar la solución.

El factor de seguridad contra el deslizamiento en un círculo supuesto se calcula con la ecuación:

N suma de las fuerzas normales a lo largo del arco,

U = suma de las fuerzas de subpresión debidas a la presión intersticial del agua a lo largo del arco,

T = suma algebraica de las fuerzas tangenciales a lo largo del arco,

L = longitud del arco del círculo de deslizamiento y

C y tan son los mismos conceptos que se mencionaron para la Ec. (10).

Se usan varios centros y radios, repitiendo los cálculos hasta que se encuentra el arco que tenga el factor de seguridad mínimo.

Para calcular el factor de seguridad por medio de la Ec. (11), es necesario determinar la cohesión y el ángulo de fricción interna del suelo, y la magnitud de las presiones intersticiales para la construcción, en régimen estable, y en las condiciones después del desembalse. Además, se deben determinar las propiedades de resistencia de la cimentación donde el material que cubre la roca es limo o arcilla, porque la experiencia ha de mostrado que el círculo critico se prolongara dentro de la cimentación. Por lo tanto, es aparente que este método de análisis se adapta mejor al proyecto de estructuras mayores, en las que el costo de exploración y de las pruebas de labora tono de los materiales de la cimentación y del terraplén para determinar su resistencia medial está justificado por las economías que se pueden obtener con el uso de taludes determinados con mayor precisión. Los proyectos que se rec0flute dan para las pequeñas presas de tierra en este texto se basan en el método sueco del círculo de deslizamiento, usando valores medios de las propiedades de los suelos y la experiencia. Estos proyectos darán a las obras los factores de seguridad adecuados si se tiene en su construcción el control conveniente.

E. DETALLES DEL TERRAPLEN

Proyecto de la Corona. La anchura de la corona depende de consideraciones como las siguientes: (1) de la naturaleza de los materiales para los terraplenes y de la distancia mínima de filtración admisible a través del terraplén con el agua al nivel normal del vaso, (2) de la altura y de la importancia de la estructura (3) de la posible necesidad de utilizarla como tramo de un camino y (4) de la factibilidad de su construcción. El ancho mínimo de la creta debe ser aquel con el que se obtenga una pendiente segura de filtración a través del terraplén cuando el vaso se encuentra lleno. Debido a las dificultades practicas para determinar este factor, la anchura de la cresa, como regla general, se determina principalmente en forma empírica y en la mayor parte de los casos, por precedentes. Se sugiere la siguiente fórmula para la determinación de la anchura de la cresta para presas pequeñas de tierra:

$$w = \frac{2}{5} + 10 \qquad (12)$$

En la que:

w = anchura de la cresta en pies y

z = altura de la presa en pies arriba del punto más bajo en el cauce de la corriente

Para facilitar la construcción con el equipo mecánico, la anchura mínima no debe ser menor de 12 pies. En algunos casos, la anchura mínima la determina la necesidad de pasar un camino por la corona.

La corona se debe cubrir con algún tipo de protección contra los daños por las salpicaduras y rociones de las olas, los escurrimietnos de las lluvias y el viento, y del desgate y destrucción por el tránsito, cuando la cresta se usa como camino. El tratamiento usual consiste en colocar una capa de roca fina seleccionada o de material gravoso con un espesor mínimo de 4 pulg. En el caso de que la cresta sea un tramo de camino, el ancho de la corona y la clase de pavimento debe ajustarse a las de la carretera que conecta. El drenaje superficial de la corona se obtiene dándole un bombeo de cuando menos 3 plg, o dándole una inclinación hacia el talud de aguas arriba. Se prefiere este último método, a menos de que el talud de aguas abajo esté protegido contra la erosión con un revestimiento tan resistente como el que se obtiene en el talud de aguas arriba.

Si la corona de la presa va a servir de camino, generalmente se construyen parapetos del tipo de cable o de vigas a lo largo de los acotamientos de la corona. Si no se considera que se va a utilizar como camino, señalar la corona con postes a intervalos de 25 pies o con piedras colocadas a intervalos a lo largo de la corona, aunque en muchos casos no son necesarias.

Deberán construirse zonas de estacionamiento adecuadas para comodidad de los visitantes y de otras personas en los estribos de la presa, especialmente en las presas de almacenamiento, cuyo embalse se vaya a usar para fines deportivos. Se deberá considerar la conveniencia de construir un retorno cuando se permite que el tránsito llegue a un extremo de una corona que no tiene salida en el otro extremo.

Generalmente, se le da contraflecha a las presas de tierra a lo largo de la corona para asegurar- se de que no disminuirá el bordo libre por los asentamientos de la cimentación o por la consolidación del terraplén. La selección de la magnitud de la contraflecha es necesariamente arbitraria se basa en la magnitud del asentamiento de la cimentación y la consolidación del terraplén esperada para cada presa, con la idea de que después del asentamiento y la consolidación todavía queda una contraflecha residual. Los materiales impermeables del terraplén colocados a densidades toscamente correspondientes a las máximas Proctor de laboratorio, se consolidarán ‘bastante cuando se sujetan a las cargas producidas por los terraplenes. Sin embargo, es de esperarse, que la mayor porción de esa consolidación tenga lugar durante la construcción antes de completar el terraplén y, por lo tanto, el asentamiento esperado en la cimentación es el factor más importante. Para las presas sobre cimentaciones relativamente incompresibles, se acostumbra dar de contraflecha el 1% de la altura. Pueden ser necesarias contra- flechas de varios pies en las presas construidas sobre cimentaciones que se supone que se van a asentar. Se pueden utilizar ecuaciones de parábolas o de líneas rectas para variar la magnitud de la contraflecha y para hacerla aproximadamente proporcional a la altura de la flecha.

La cantidad adicional de material de terraplén requerido para dar la contraflecha en la cresta de un terraplén es fija, porque el aumento de altura del terraplén se hace inclinando los taludes cerca de la corona de la presa. Las modificaciones a la sección del terraplén debida a la adición de la contraflecha no se toman en cuenta al elegir los taludes por estabilidad.

El bordo libre. El bordo libre es la distancia vertical entre la corona del terraplén (sin conltraflecha) y la superficie del agua del vaso. El término más específico "bordo libre normal", se define como la diferencia de elevación entre la corona de la presa y el nivel normal del agua del vaso según se haya fijado en el proyecto. El termino "bordo libre mínimo" se define como la diferencia de elevación entre la corona de la prei3 y el nivel máximo del agua en el vaso que pudiera resultar cuando ocurriera la avenida de proyecto y las obras de toma y el vertedor de demasías funcionaran como se ha proyectado. La diferencia entre el borde libre normal y el mínimo representa la sobrecarga hidráulica. Si el vertedor no tiene control, siempre habrá una sobrecarga hidráulica si el vertedor tiene compuertas, es posible que el bordo libre normal y el mínimo sean iguales.

Se hace la distinción entre bordo libre normal y mínimo debido a los diferentes requisitos para el bordo libre si se toma en cuenta la sobrecarga hidráulica. El bordo libre normal debe satisfacer los requisitos para un almacenamiento por largo tiempo. Debe ser suficiente para evitar las filtraciones a través de un núcleo que se haya aflojado por la helada o que se haya agrietado al secarse. Lo que es de especial importancia tratándose de una presa cuyo núcleo sea un material CL o CH, cuando esté localizado en áreas con climas muy fríos o muy calientes. Debe tener la altura para evitar el rebasamiento del terraplén por efecto del oleaje fuerte anormal de rara ocurrencia, que puede resultar los vientos anormales sostenidos de alta velocidad en una dirección crítica.

El bordo libre se proyecta para evitar el rebasamiento del terraplén por el efecto de las olas que puede coincidir con la ocurrencia de la avenida de proyecto. El bordo libre mínimo proporciona también un factor de seguridad contra mucha contingencias, como el asentamiento de las presas mayor que las cantidades previstas al elegir la contraflecha, ocurrencia de una avenida mayor que la de proyecto, o un mal funcionamiento de los controles del vertedor de demasías o de la obra de toma que produzcan un aumento en el nivel máximo de la superficie arriba del previsto. En algunos casos, especialmente cuando se toma como base para el proyecto la avenida máxima probable, el bordo libre mínimo puede determinarse en el supuesto de que la presa no se rebase como resultado del mal funcionamiento del vertedor de demasías controlado o de las obrad de toma que puedan provenir de fallas humana o mecánicas para abrir compuertas o válvulas. En estos casos, no se dejan márgenes para el efecto de las olas ni para otras contingencias.

La determinación racional del bordo libre requiere la determinación de la altura y del efecto de las olas. La altura de las olas generadas por los vientos en un vaso depende de la

velocidad de los mismos, de su duración, del fetch, de la profundidad del agua y de la anchura del vaso. La altura de las olas, al aproximarse al paramento de aguas arriba de la presa puede alterarse por el aumento de profundidad del agua o por disminuir la anchura del vaso. Al hacer contacto con el paramento de la presa, el efecto de las olas se modifica por el ángulo que el tren ede olas hace con la presa y con la magnitud del talud, y la textura de la superficie del mismo. El paramento inclinado de una pera de tierra permite a las olas subir por el plano inclinado y disipar parte de su energía en elevar el agua, en vez de producir una fuerza directa sobre el mismo paramento como contra una pared vertical. La superficie irregular del enrocamiento colocado al volteo reduce el empuje de las olas a aproximadamente 1.5 veces la altura de la ola, pero las rociones verticales pueden ser considerablemente mayores para las superficies lisas como la del concreto. Debido a que no existen datos específicos sobre la altura de las olas ni de lo que sube el agua cuando chocan contra una superficie inclinada, la determinación del bordo libre requiere criterio y la consideración de los factores locales.

En un informe de la American Society of Civil Engineers (28), se da un resumen de las fórmulas empíricas propuestas para la determinación de alturas de las olas, del cual se ha compendiado la tabla siguiente:

Fetch, en millas	Velocidad del viento en millas por hora	Altura de las olas, en pies
1	50	2.7
1	75	3.0
2.5	50	3.2
2.5	75	3.6
2.5	100	3.9
5	50	3.7
5	75	4.3
5	100	4.8
10	50	4.5
10	75	5.4
10	100	6.1

Se deben considerar todas las condiciones que afectan la exposición de la presa al viento al elegir la máxima velocidad del mismo. Se cree que desde el punto de vista geográfico, ninguna localidad está a salvo de la ocurrencia de vientos hasta de 100 mi/hr, al menos una vez durante un periodo de muchos años, aunque algunos sitios determinados estén topográficamente abrigados de manera que el vaso está protegido de los vientos sostenidos

de alta velocidad. Bajo estas condiciones se pueden usar velocidades de 75 o aun de 50 mi/hr.

Para el proyecto de las presas pequeñas con taludes cubiertos por enrocamiento, se recomienda que el bordo libre sea suficiente para evitar el rebasamiento de la presa debido al ascenso de la ola igual a 1.5 veces la altura de la misma obtenida por interpolación en la tabla anterior, medida verticalmente desde el nivel del agua tranquila. El bordo libre normal debe basarse en una velocidad del viento de 100 mi/hr y el bordo libre mínimo en una velocidad de 50 mi/br. Basándose en estas suposiciones y en otras consideraciones para el objeto del bordo libre, como anteriormente se discutido, en la siguiente tabla se da una lista de las magnitudes mínimas recomendadas para los bordos libres normales y mínimos sobre terraplenes cubiertos por enrocamiento; el proyecte de la presa debe satisfacer los requisitos que sean más críticos.

Fetch, en millas	Bordo libre normal, en pies	Bordo libre mínimo en pies
Menor de 1	4	3
1	5	4
2.5	6	5
5	8	6
10	10	7

Será necesario aumentar el bordo libre dado arriba en las presas en las que el fetch es de 2.5 mi y menor, si la presa está ubicada en clima muy caliente o muy frío, especialmente si se usan suelos de las clasificaciones CL y CH para la construcción de los núcleos. También se recomienda que la magnitud del bordo libre dado en la tabla se aumente en 50% si va a llevar un pavimento liso el paramento de aguas arriba.

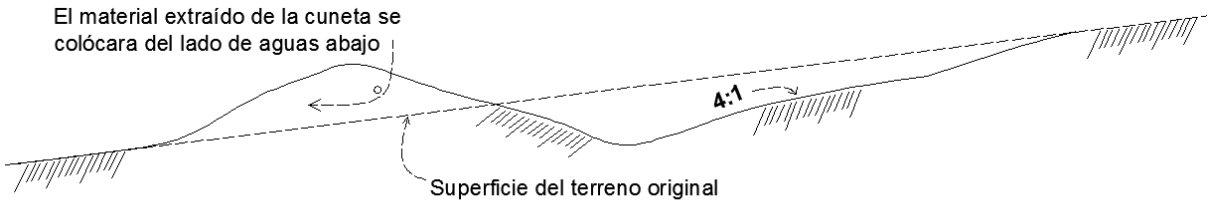
Protección del paramento de aguas arriba. (a) Generalidades. Los taludes de aguas arriba de las presas de tierra deben protegerse contra el efecto destructivo de las olas. En algunos casos, se deberán tomar medidas contra los animales que hacen galerías. Los tipos usuales de protección de la superficie para el talud de aguas arriba son el enrocamiento, colocado a volteo o a mano, y el pavimento de concreto. Otros tipos de protección que se han usado son las cubiertas de acero, el pavimento asfáltico, bloques precolados de concreto y (en estructuras pequeñas de, relativamente, poca importancia) colchones de mimbre y concreto en sacos. La protección del paramento de aguas arriba debe extenderse de la corona de la Presa a una distancia segura por debajo del nivel mínimo del agua (generalmente varios pies) ordinariamente debe terminar en una berma de apoyo.

Protección del talud de aguas abajo. Si la zona en contacto con el paramento de aguas abajo en un terraplén consiste de rellenos de roca o de cantos rodados, no es necesario dar ningún tratamiento al talud. Los taludes de aguas abajo de las presas homogéneas o en las que tienen zonas exteriores de grava y arena, deben protegerse contra la erosión por el viento y el escurrimiento pluvial con una capa de roca, cantos o pasto. Porque, debido a la incertidumbre para obtener una protección adecuada con cubiertas vegetales en muchos emplazamientos de presas, especialmente en las regiones áridas, se prefiere la protección con cantos o roca, y debe usarse donde el costo no sea prohibitivo. Las capas de 24 pulg de espesor son fáciles de colocar, pero las de 12 pulg de espesor generalmente proporcionan suficiente protección.

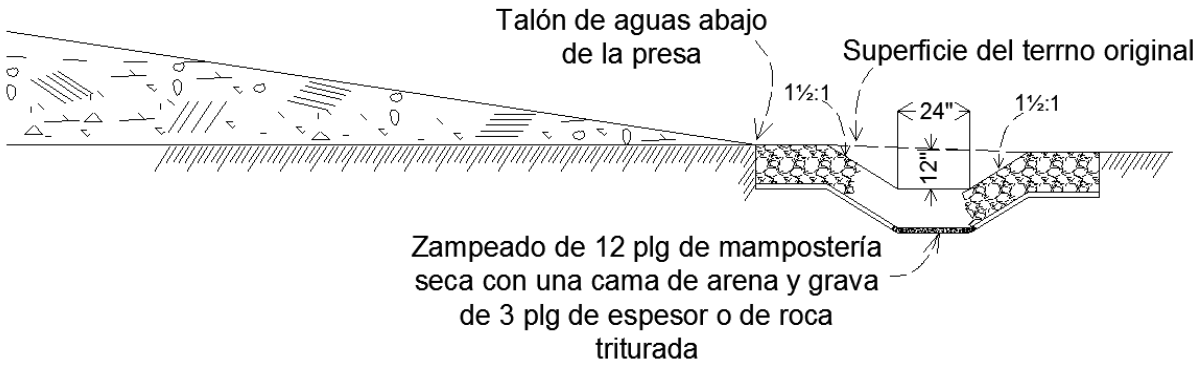
Si se plantan pastos, deben elegirse los convenientes para la localidad.

Drenaje superficial. La conveniencia de hacer instalaciones para conducir los escurrimientos superficiales sobre los estribos y en el fondo del valle, con frecuencia, se pasa por alto en el proyecto de las presas de tierra. El resultado es que, aunque los taludes de aguas arriba y aguas abajo, y la corona de la presa estén protegidos contra la erosión se forman escurrideros desagradables en los lugares en que los taludes cortan las laderas de tierra, de las cuales se ha quitado la vegetación durante las operaciones de construcción, especialmente si las laderas son empinadas.

Es más probable que esta condición aparezca a lo largo de la intersección del talud de aguas abajo con las laderas. Los escurrideros se pueden controlar generalmente construyendo una cuneta a lo largo de la intersección. La cuneta se puede formar con cantos o roca de la usada en el recubrimiento del talud de aguas abajo. Si el talud de aguas abajo se siembra, deberá construirse una cuneta de concreto, de asfalto, o de mampostería seca. La posibilidad de que se formen escurrideros en las laderas y en los declives Suaves del fondo del valle por el escurrimiento del talud de aguas abajo, también tiene que tomarse en cuenta; puede ser necesario construir contracunetas o drenes abiertos para controlar la erosión. En la Fig.128 se muestran secciones típicas de las contracunetas y un dren abierto.



(A) CONTRACUNETA



(B) DREN ABIERTO ZAMPEADO

FIG. 128 Secciones típicas de la contracuneta y del dren abierto

Deberá también darse atención a la construcción de drenes de descarga o canales que Conduzcan la descarga del dren del talón de manera que no se formen charcos desagradables. La necesidad de instalaciones de drenaje superficial y tipo más adecuado para un sitio determinado s determinan mejor por examen de las condiciones en el campo antes o durante la construcción.

Taludes tendidos en las laderas. Si es necesario, los taludes del terraplén pueden abatirse en las laderas, para darles mayor estabilidad o para controlar las filtraciones alargando el contacto de la zona impermeable de la presa con la ladera. Si la ladera es permeable, y si no se puede obtener un dentellón efectivo económicamente, es posible obtener el efecto de un colchón abatiendo los taludes del terraplén. El proyecto de la transición de los taludes normales a los abatidos lo gobierna principalmente la topografía del lugar, la longitud del contacto deseado, y la conveniencia de hacer una transición gradual sin cambios bruscos para facilitar la construcción y por apariencia.

PRESAS DE ENROCAMIENTO

A. GENERALIDADES

Origen y uso. Generalmente se acepta que las presas de enrocamiento tuvieron su origen hace aproximadamente 100 años durante la Fiebre de Oro de California. El periodo más activo de construcción de las presas de enrocamiento fue de fines de 1800 hasta mediados de la década de 1930. Varias estructuras importantes de enrocamiento se construyeron en la década de 1950. El costo de producción de grandes cantidades de roca para la construcción de presas de enrocamiento hace que este tipo de presa resulte económico solamente en las regiones remotas, donde el costo del concreto sería elevado, o en las regiones donde hay escasez de materiales para terraplenes y el único material de que se dispone es la roca dura y durable.

Definición. Las presas de enrocamiento Son terraplenes formados por fragmentos de roca de varios tamaños cuya función es dar estabilidad, y por una membrana que es la que proporciona impermeabilidad. Se han utilizado muchos materiales diferentes para la membrana, incluyendo la tierra, el concreto, el acero, el asfalto y la madera.

Aunque se han construido presas que han tenido éxito con diafragmas interiores o “enterrados”, no se recomienda este tipo de construcción Para las estructuras dentro del campo de este texto. La construcción de los diafragmas internos de tierra con los filtros necesarios requiere un elevado grado de precisión y control más riguroso que el que es posible obtener para las presas pequeñas. Los diafragmas interiores de material rígido como el concreto tienen la desventaja de que no se pueden inspeccionar fácilmente ni hacer reparaciones de emergencia si se rompen por el asentamiento de la presa o de sus cimientos.

No se recomienda un colchón de tierra en el talud de aguas arriba de una presa que de otra manera sería permeable, debido al costo y a la dificultad de construir los filtros adecuados. Además, el colchón de tierra debe protegerse de la erosión por el oleaje, por lo tanto, queda enterrado en donde no es fácil su inspección ni su reparación.

La membrana impermeable para una presa pequeña de enrocamiento debe construirse en el talud de aguas arriba donde se puede observar su condición cuando se vacía, y cuando es necesaria hacer reparaciones. Generalmente, la membrana consistirá de concreto de cemento portland, aunque se han usado con éxito placas de acero o tablones, de acuerdo con la vida limitada de esos materiales. Recientemente (1957) se han usado revestimientos de concreto asfáltico, pero no existen registros sobre el funcionamiento de este tipo de construcción de presas de enrocamiento. Cualquiera que sea el tipo de membrana usada,

no se recomiendan las presas de enrocamiento cuando la operación normal del vaso no permita la inspección periódica de la membrana y su reparación si es necesario.

Requisitos de la cimentación. Los requisitos para las cimentaciones de las presas de enrocamiento son menos exigentes que los necesarios para las presas de gravedad de concreto, pero más que los necesarios para las presas de tierra. Las presas de enrocamiento requieren cimentaciones en las que se produzcan los asentamientos mínimos. En las cimentaciones que no sean de roca, se deberá consultar un especialista con respecto a su bondad. Las cimentaciones de roca deben consistir en roca dura y durable que no se puede ablandar apreciablemente con el agua que se filtre del vaso.

B. PROYECTO DE LA CIMENTACION

La cimentación deberá estar libre de fallas, zonas de corte, y de otras zonas de debilidad estructural. El limo, la arcilla, la arena y la materia orgánica debe quitarse del área de cimentaciones antes de la construcción del terraplén.

Dentellón. Se debe construir un cierre hermético a lo largo del contacto de la membrana impermeable con la cimentación y los estribos, en el talón de aguas arriba de la presa, para evitar las filtraciones por debajo de la presa. En las presas, este cierre tiene la forma de un dentellón de concreto que se extiende del talón de aguas arriba de la presa hasta la roca fija. En las Figs. 155, 156 y 157 se muestran los detalles de los dispositivos de varios tipos de membranas impermeables al dentellón.

La anchura del dentellón está generalmente gobernada por condiciones impuestas por la construcción. La profundidad de penetración del dentellón en la roca fija, depende del carácter de la roca de cimentación. Si la roca es sana. El dentellón debe prolongarse dentro de la roca de la cimentación no menos de 3 pies. Si la roca no está sana, puede ser necesario un dentellón más profundo o un tratamiento especial, como inyecciones, o si existen fisuras abiertas o si la roca está fracturada. Las inyecciones deben incluirse en el proyecto, sin tomar en cuenta la aparente buena calidad de la roca, hasta que se hayan hecho suficientes sondeos con los que se demuestre que no existen hendiduras, juntas, fallas o fisuras en la roca fija por las que se puedan producir escapes por debajo del dentellón. Es muy conveniente ser conservadores a este respecto, debido a la dificultad y el gasto para buscar y reparar las filtraciones después de que la presa está en operación. Los procedimientos de inyección para las cimentaciones de roca se discuten en el Cap. 5.

Además de su función de evitar las filtraciones subterráneas, el dentellón debe servir de apoyo a] peso y al empuje de la membrana.

C. PROYECTO DEL TERRAPLEN

Selección de los materiales de roca. De principal importancia para el éxito de una presa de enrocamiento es el tipo de roca que se use en la zona de enrocamiento. Por economía, la roca debe estar situada cerca del emplazamiento de la presa; se puede obtener mediante explotación de canteras o de los depósitos formados por los taludes geológicos. La roca debe ser dura, durable, que resista la ruptura durante el acarreo y en las operaciones de su colocación. La roca debe soportar la desintegración por el efecto de la congelación y fusión. Sobre todo, no debe contener materiales inestables que se intempericen mecánica o químicamente, que desintegren la roca.

La mayor parte de las rocas que no hayan sido atacadas por el intemperismo de las ígneas y las metamórficas son de calidad satisfactoria para enrocamiento. Aunque se pueden usar algunas de las rocas sedimentarias por ser satisfactorias, como regla general, deben evitarse. La parte D del Cap. 4 da la clasificación y las propiedades técnicas de las rocas. Las rocas obtenidas por explotación de canteras u obtenidas de fuentes naturales deben estar bien graduadas de 1/2 pie^3 a 1 y d^1 y deben contener menos finos que los suficientes para llenar los huecos. Las rocas que formen lajas no se deben usar porque tienden a formar grandes huecos, Al aumentar la carga por la construcción de la presa, las rocas que quedan salvando claros pueden romperse, produciéndose un asentamiento excesivo.

Sección de la presa. Las primeras presas de enrocamiento se construyeron con taludes empinados aguas arriba y aguas abajo para disn9ifl los volúmenes de enrocamiento; se usaron taludes tan pronunciados como los de 4 a 1. Como estos taludes son considerablemente más inclinados que el talud natural de la roca colocada al volteo, se estabilizaron con zonas de mampostería de gran espesor. En los proyectos posteriores se eliminó la mampostería del talud de aguas abajo, tendiendo el talud al ángulo de reposo de la Loca, pero se conservó el talud muy inclinado del lado de aguas arriba. Se fueron desarrollando otros proyectos en los que se tendió algo el talud de aguas arriba, de manera que se pudo reducir la zona de mampostería, y del lado de aguas abajo s dejó a la roca colocada al volteo tomar su talud natural.

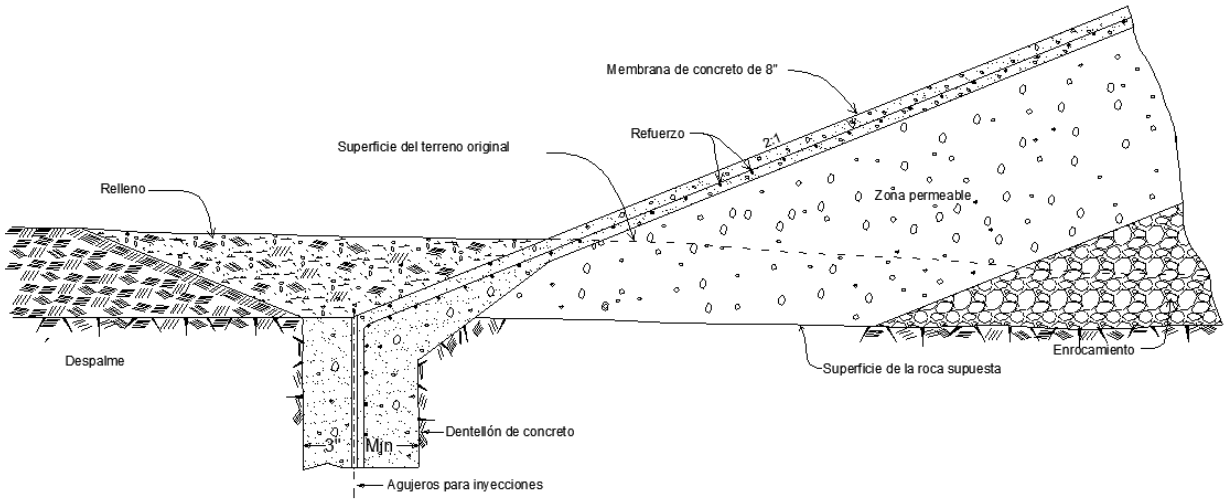


FIG 155. Detalle de la membrana de concreto en el dentellón

Como quiera que la estabilidad al deslizamiento no es un aspecto que hay que cuidar en presa pequeña de enrocamiento por su masa su peso, la determinación de los taludes exteriores depende del costo relativo del enrocamiento colocado al volteo y de la mampostería. Los taludes más inclinados que el talud natural de la roca colocada al volteo no son económicas en las condiciones modernas de la construcción. Sin embargo, se emplean taludes más tendidos que naturales solamente porque facilitan la construcción del paramento impermeable de aguas arriba.

En las presas pequeñas de enrocamiento, el talud de aguas abajo debe ser igual al ángulo de reposo de la roca colocada al volteo (aproximadamente de 1.4 a 1) y el talud de aguas arriba debe ser de 2 a 1 para facilitar la construcción del paramento impermeable de aguas arriba. El paramento de aguas arriba debe construirse ligeramente convexo, de manera que el asentamiento del terraplén tienda a cerrar en vez de abrir juntas de contracción de la membrana impermeable. Una sección típica de una presa pequeña de enrocamiento se muestra en la Fig. 158.

La anchura de la corona, su bombeo, el borde libre necesario y otros detalles para una presa de enrocamiento, están gobernados por las mismas consideraciones que los de las presas de tierra, que se dieron en el Cap. 5.

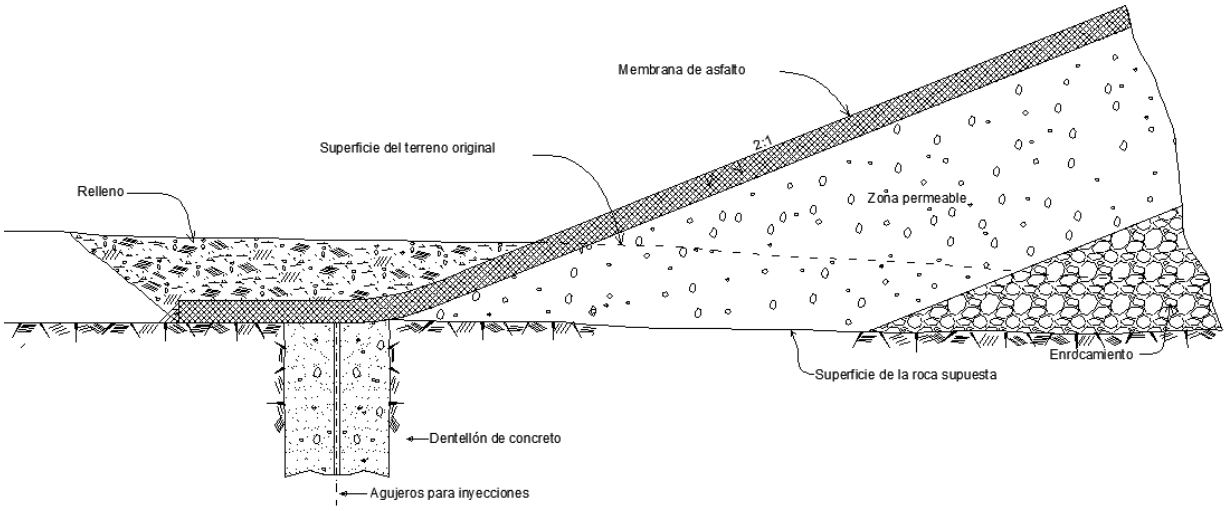


FIG 156. Detalle de la membrana de asfalto en el dentellón

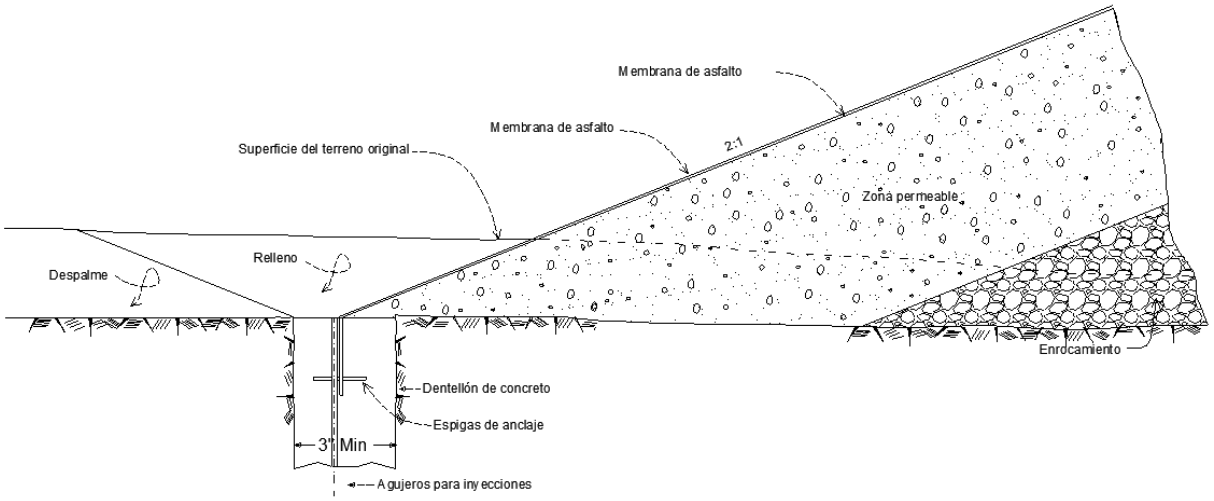
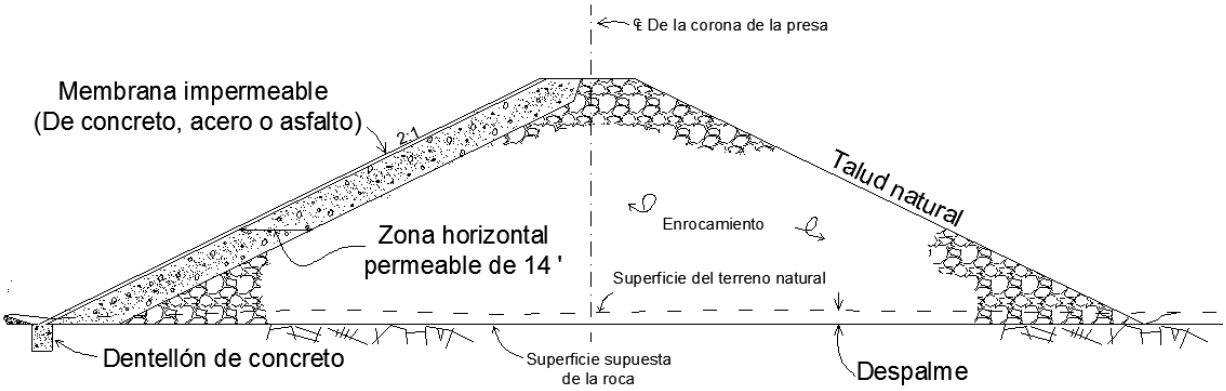


FIG. 157. Detalle de la membrana de placa de acero en el dentellón

Zona de enrocamiento. La construcción del enrocamiento es una de las operaciones más importantes en la construcción de una presa de este tipo, porque es indispensable disminuir el asentamiento total y la posibilidad de perjudicar la membrana impermeable. El asentamiento de los terraplenes de roca se produce en dos etapas. El asentamiento principal se produce durante la construcción del enrocamiento. Esta etapa del asentamiento tiene poca influencia en la seguridad de la membrana impermeable, con tal que la membrana no se coloque al mismo tiempo que se construye el enrocamiento; en las presas pequeñas la membrana debe colocarse después de completar la zona de enrocamiento, cuando se produce el asentamiento principal debido al peso del enrocamiento. La segunda etapa importante del asentamiento se produce al llenarse el vaso y se transmite al enrocamiento el esfuerzo producido por la carga del agua.



El enrocamiento en muchas de las presas que existen se colocó al volteo en fajas que variaron de 75 a 150 pies de altura. Además, se usaron chiflones de alta velocidad para moverlo y ayudar a compactarlo. Sin embargo, en las presas de enrocamiento pequeñas, se considera un método preferible colocar la roca en capas relativamente delgadas. La roca debe vaciarse sobre el terraplén y extenderse en capas con un espesor máximo de 3 pies. En las operaciones efectuadas para extenderlas se disminuye el número de grandes huecos obteniéndose un enrocamiento compacto. Con frecuencia es conveniente bañar cada capa durante su colocación con chorros de agua de alta velocidad, usando un volumen de agua igual a dos o tres veces el volumen de la roca. Acomodando con chorros de agua, se obtienen puntos de apoyo entre las piedras grandes, porque las de tamaño pequeño son arrastradas dentro de los huecos. En esta forma se obtiene un enrocamiento más denso y disminuyen los futuros asentamientos. Algunas veces se introduce grava entre el enrocamiento con chorros de agua.

Preparación del paramento de aguas arriba. La mampostería se ha usado como revestimiento del talud de aguas arriba debajo de la membrana iripermeab1e en muchas de las presas de enrocamiento construidas. Cuando se construye con cuidado y se llenan los huecos con rajuelas, la mampostería constituye una cama compacta y pareja para cualquier tipo de membrana impermeable. Sin embargo, en las presas bajas en las que solamente se producen esfuerzos de bajos a moderados, este tipo de revestimiento se considera innecesario y antieconómico. En estas estructuras se puede sustituir una zona de arena y grava graduadas, o de finos de cantera por la mampostería. Esta zona debe tener una anchura horizontal mínima de 14 pies para facilitar la compactación. Debe construirse en capas de 12 plg, mojarse cuidadosamente y compactarse con un tractor del tipo de orugas corno se describe en las especificaciones de ejemplo, en el Apéndice E. El material usado en esta zona debe ser permeable y bien graduado de 1/4 a 3 plg. Después de colocado, el paramento de aguas arriba puede afinarse para colocarse cualquier tipo de membrana. (Véase la Sec. 145.)

D. PROYECTO DEL PARAMENTO DE AGUAS ARRIBA

152. De concreto reforzado. El tipo más común de membrana impermeable que se usa como paramento de las presas de enrocamiento es el concreto reforzado. Para las presas bajas, una losa de concreto reforzado con un espesor mínimo de 8 plg, es suficiente. Debido a la poca carga del vaso y a lo pequeño del asentamiento que se espera, no son necesarias juntas de dilatación horizontal ni vertical normalmente en los paramentos de las presas bajas. Sin embargo, pueden ser necesarias las juntas verticales para compensar la dilatación horizontal en las presas bajas de longitud considerable. Estas juntas pueden ser convenientes también para fines de construcción. Las membranas deberán llevar refuerzo; se consideran buenas normas usar áreas de acero de 0.5% y 0.7% del área de concreto, vertical y horizontalmente en forma respectiva. Es necesario que el concreto sea denso y durable para evitar las filtraciones y los daños al concreto debidos al efecto dl oleaje y del intemperismo. El proyecto correcto de las mezclas para concreto se discute en el Apéndice F.

De concreto asfáltico. Los revestimientos de concreto asfáltico se usaron recientemente (1957) en una presa de enrocamiento. En la Construcción de la Presa Montgomery [2, 3], se dio un riego de penetración de asfalto que sirviera de base para la mezcla en caliente. Luego se colocaron en la superficie tres capas de mezcla caliente de concreto asfáltico, cada una de 4 plg de espesor. El asfalto se colocó usando una máquina pavimentadora ordinaria bajada de la corona por medio de cables. La mezcla caliente tenía 8% de asfalto con referencia al peso del agregado seco, y la granulometría de los agregados para la mezcla variaban de un 11% que pasaba por la criba No 20'), a un tamaño máximo de 1'/2".

De acero. Los revestimientos de acero se han usado en algunas presas de enrocamiento [4, 5, 6]. Las placas de acero, de 1/4 a /8 pulg de espesor y en tamaños que se pudieran manejar con el equipo disponible, se atornillaron o se soldaron en el lugar. La placa de acero se incrustó en un dentellón de concreto en la cimentación para obtener un contacto hermético y reducir las posibilidades de fugas En las presas largas, se usan juntas de contracción aproximadamente a cada 25 pies, construidas de canales en forma de V, para compensar la dilatación horizontal.

De tablones de madera. Las tarimas de madera se han usado como tipo provisional de membrana, pero no se recomiendan para uso general, aunque, con frecuencia, sea el tipo de membrana más barato que se puede construir. La principal objeción a este tipo de construcción son el peligro de destrucción por el fuego a bajos niveles del agua y la vida relativamente tan corta de la madera de construcción cuando está expuesta a las alternativas de humedad y sequedad.

En la construcción, los tablones de madera, en capas sencillas o dobles, se clavan en largueros gruesos de madera, que están enterrados en el paramento de aguas arriba de la presa. Se evita que flote la tarima sujetando los largueros a postes enterrados profundamente en la presa. La separación de los largueros depende de la resistencia de los tablones de la tarima, que deben proyectarse para soportar toda la presión del agua e el tramo entre los largueros, sin apoyarse en la presa. En la base del talud, la tarima se apoya en un umbral que está sujeto al dentellón de la cimentación. Toda la madera deberá creosotarse a presión para prolongar su vida.