



MANUAL DE GAVIONES

JAIME E CAMARGO HERNÁNDEZ
VÍCTOR FRANCO

Basado en investigaciones realizadas para
Gaviones LEMAC, SA

SERIES DEL INSTITUTO DE INGENIERÍA

624

AGOSTO 2001

| | | |
|-----------|--|------------|
| 1. | INTRODUCCIÓN | 1 |
| | 1.1 <i>Consideraciones generales</i> | 1 |
| | 1.2 <i>Desarrollo del manual</i> | 3 |
| 2. | HIDRÁULICA FLUVIAL | 5 |
| | 2.1 <i>Resistencia al flujo</i> | 5 |
| | 2.1.1 Sin arrastre | 5 |
| | 2.1.2 Con arrastre | 7 |
| | 2.2 <i>Transporte de sedimentos</i> | 9 |
| | 2.3 <i>Diseño de cauces con arrastre</i> | 12 |
| | 2.3.1 Gasto formativo | 12 |
| | 2.3.2 Cauces estables | 13 |
| | 2.4 <i>Referencias</i> | 22 |
| 3. | CONTROL DE CÁRCAVAS | 25 |
| | 3.1 <i>Etapas de control</i> | 26 |
| | 3.2 <i>Presas de gaviones</i> | 27 |
| | 3.2.1 Funciones y tipos | 27 |
| | 3.2.2 Criterio de diseño | 30 |
| | 3.3 <i>Recomendaciones de diseño</i> | 50 |
| | 3.4 <i>Aplicación</i> | 53 |
| | 3.5 <i>Referencias</i> | 63 |
| 4. | ESTABILIDAD Y RECTIFICACIÓN DE CAUCES | 65 |
| | 4.1 <i>Introducción</i> | 65 |
| | 4.2 <i>Espigones</i> | 66 |
| | 4.2.1 Datos para diseño | 66 |
| | 4.2.2 Recomendaciones de diseño | 67 |
| | 4.2.3 Estabilidad de la estructura de gaviones | 81 |
| | 4.2.4 Observaciones | 81 |
| | 4.3 <i>Recubrimientos o muros marginales</i> | 84 |
| | 4.3.1 Datos para diseño | 84 |
| | 4.3.2 Recomendaciones de diseño | 85 |
| | 4.3.3 Estabilidad de la estructura de gaviones | 92 |
| | 4.4 <i>Canalización</i> | 102 |
| | 4.4.1 Consideraciones de diseño | 102 |
| | 4.4.2 Recomendaciones de diseño | 109 |
| | 4.5 <i>Referencias</i> | 110 |
| 5. | MUROS DE RETENCIÓN | 113 |
| | 5.1 <i>Introducción</i> | 113 |
| | 5.2 <i>Diseño de los muros</i> | 114 |
| | 5.2.1 Cálculo del empuje | 115 |
| | 5.2.2 Estabilidad de los muros | 120 |
| | 5.2.3 Recomendaciones de diseño | 130 |
| | 5.3 <i>Aplicación</i> | 138 |
| | 5.4 <i>Referencias</i> | 153 |

1. INTRODUCCIÓN

1.1 Consideraciones generales

En el transcurso del tiempo, la erosión transforma de manera lenta y continua la corteza terrestre. Este proceso es el resultado de la acción combinada de diversos factores, principalmente: el agua, el viento, y la temperatura. La rapidez con la que se efectúa este fenómeno depende de las características geológicas y climáticas de cada región y, en casos particulares, de la alteración del medio causada por el hombre.

La presencia de cárcavas en un terreno indica un grado avanzado de erosión, ya que, por lo general, éstas se inician después de que una gran parte del suelo superficial ha sido arrastrado a causa de una fuerte erosión laminar.

Al empezar el proceso de la formación de cárcavas, se presenta el estado de zanjado incipiente, o sea, aquél en que la cárcava comienza a notarse sobre el terreno, debido a que el agua que escurre tiende a concentrarse para crear pequeñas corrientes que poco a poco convergen y dan origen a otras de mayor anchura y profundidad.

El control de las cárcavas en etapa incipiente es sencillo, pues generalmente basta con pasar el arado o la rastra a través de las pequeñas corrientes o canalillas para que éstas desaparezcan y se impida así su crecimiento posterior y, por tanto, la dificultad de su control. Si se trata de cárcavas en etapa desarrollada, para disminuir la velocidad del escurrimiento y reducir al máximo su poder erosivo a fin de evitar que éstas crezcan en profundidad y anchura, el control de cárcavas, por ejemplo, puede hacerse mediante la construcción de presas de gaviones, esto es sólo una parte del control integral de cuencas, ya que este problema, para ser resuelto en forma completa, exige un tratamiento adecuado del área total drenada. Un gavión se define como una caja de malla rellena de piedras de diferente tamaño.

En las curvas de los ríos que drenan los escurrimientos de la cuenca, se produce el fenómeno de erosión y depósito, debido a la fuerza centrífuga que se genera en éstas. Por ello, en las curvas, las secciones transversales tienen mayores profundidades cerca de la orilla exterior y menores hacia el interior. Durante el proceso erosivo, el flujo remueve y arrastra sobre todo las partículas del pie y de la zona baja de talud de la orilla, con lo que ésta tiende a hacerse vertical. Cuando la margen está formada principalmente por material no cohesivo, por ejemplo, arenas y gravas, el talud falla por deslizamiento o fracturamiento, hasta que un bloque cae dentro de la corriente. Por el contrario, si la margen está constituida por material cohesivo, se pueden llegar a formar cavidades al pie del talud antes de que se produzca el colapso y falla de un tramo de la orilla. Después ocurre la falla, la pendiente del talud disminuye y se mantiene así mientras la corriente arrastra todo el material fallado y el ciclo erosivo vuelve a repetirse.

Entre las medidas más comunes para proteger las márgenes de los ríos, sobre todo los exteriores de las curvas, están los espigones, los recubrimientos o protecciones marginales y los diques, cuyo propósito principal consiste en evitar el contacto directo entre el flujo con alta velocidad y el material que forma la orilla; esas estructuras pueden ser construidas con gran variedad de elementos, por ejemplo, los enrocamientos y los gaviones.

La erosión que se produce en la cuenca o en los ríos como resultado de un fenómeno natural es a menudo acelerada cuando el hombre cambia las condiciones propias del suelo, debido a la desmedida práctica comercial de la tala de árboles, los incendios no sofocados en los bosques, el pastoreo exagerado, la construcción de vías de comunicación, etc. En este último caso, para proteger los taludes del terraplén, se utilizan comúnmente muros de retención constituidos por gaviones.

1.2 Desarrollo del manual

El trabajo se ha dividido en cinco capítulos. El capítulo 1 tiene la finalidad de formular el problema de la erosión en cauces y cárcavas y la manera de controlarla.

En el capítulo 2, se presentan algunos aspectos técnicos de Hidráulica Fluvial, para estudiar las dificultades que se plantean al tratar corrientes naturales y canales artificiales, cuyas paredes y fondo están formados con materiales susceptibles de ser arrastrados por el flujo de agua.

En el capítulo 3, se incluye lo relativo a la estabilización de cárcavas con el uso de presas de gaviones para controlar la erosión; estas estructuras reducen la velocidad del agua y el deterioro en los taludes de la cárcava tratada. Cabe señalar que dicha estabilización sólo sería total, si se desarrolla vegetación permanente que retenga el suelo en su sitio.

En el capítulo 4, se presentan las recomendaciones de diseño para la estabilidad y rectificación de cauces, mediante espigones, recubrimientos marginales y diques, cuando estas obras se construyen con gaviones.

En el capítulo 5, se plantea el diseño de los muros de retención o sostenimiento que se emplean en vías de comunicación (carreteras y ferrocarriles) para resolver, entre otros aspectos, la estabilización de taludes y la erosión de las márgenes.

2. HIDRÁULICA FLUVIAL

2.1 Resistencia al flujo

2.1.1 Sin arrastre

Una de las fórmulas de resistencia al flujo más usuales en la práctica es la de Manning, dada por

$$V = \frac{1}{n} R_H^{1/2} S^{1/2} \quad (2.1)$$

donde

- V velocidad media, en m/s
- n coeficiente de Manning (ver tabla 2.1)

**TABLA 2.1 VALORES DE LA “N” DE MANNING PARA
DIFERENTES ACABADOS**

| | n |
|--|--------|
| 1. Concreto, en conductos cerrados funcionando parcialmente llenos: | |
| a) cimbra de acero, sin acabado | 0.013 |
| b) cimbra de madera, sin acabado | 0.014 |
| 2. Concreto en canales excavados a cielo abierto | |
| a) acabado con llana metálica | 0.013 |
| b) acabado con llana de madera | 0.015 |
| c) sin acabar | 0.017 |
| 3. Fondo de concreto, acabado con llana de madera y taludes | |
| a) mampostería junteada y aplanada con mortero | 0.020 |
| b) mampostería seca o a volteo | 0.030 |
| 4. Fondo y taludes de mampostería | |
| a) junteada con mortero | 0.025 |
| b) sin juntear | 0.032 |
| 5. Canales revestidos con gaviones tipo colchoneta rellenos de material bien seleccionado y colocados en obra con mucho cuidado | 0.0222 |
| 6. Canales revestidos con gaviones tipo colchoneta rellenos de material bien seleccionado y puestos en obra sin mucho cuidado | 0.0250 |
| 7. Canales revestidos con gaviones tipo colchoneta rellenos de material de cantera no seleccionado y colocado a volteo | 0.0270 |
| 8. Canales revestidos con gaviones rellenos de material bien seleccionado y puestos en obra muy cuidadosamente | 0.0260 |
| 9. Canales revestidos con gaviones rellenos de material no seleccionado y colocados en obra sin mucho cuidado | 0.0285 |
| 10. Canales en tierra con malas condiciones de mantenimiento: presencia de vegetación en el fondo y las orillas, o depósitos irregulares de piedras y grava, o profundas erosiones irregulares. Canales en tierra realizados con excavadoras y sin mantenimiento | 0.0303 |

- R_H magnitud característica, en m; para flujo en canales, se utiliza el radio hidráulico
- S gradiente o pendiente hidráulica, adimensional

Si se usan gaviones, que son cajas de alambre llenas de rocas, el valor de n también se puede determinar con ayuda de la fig 2.1, en función del diámetro medio de las partículas con las que se rellena el gavión. Cuando el radio hidráulico es mayor de 1.5 m, se puede utilizar un valor de $n = 0.025$ con la restricción de que el diámetro medio de las partículas tenga un tamaño que varíe entre 5 y 25 cm.

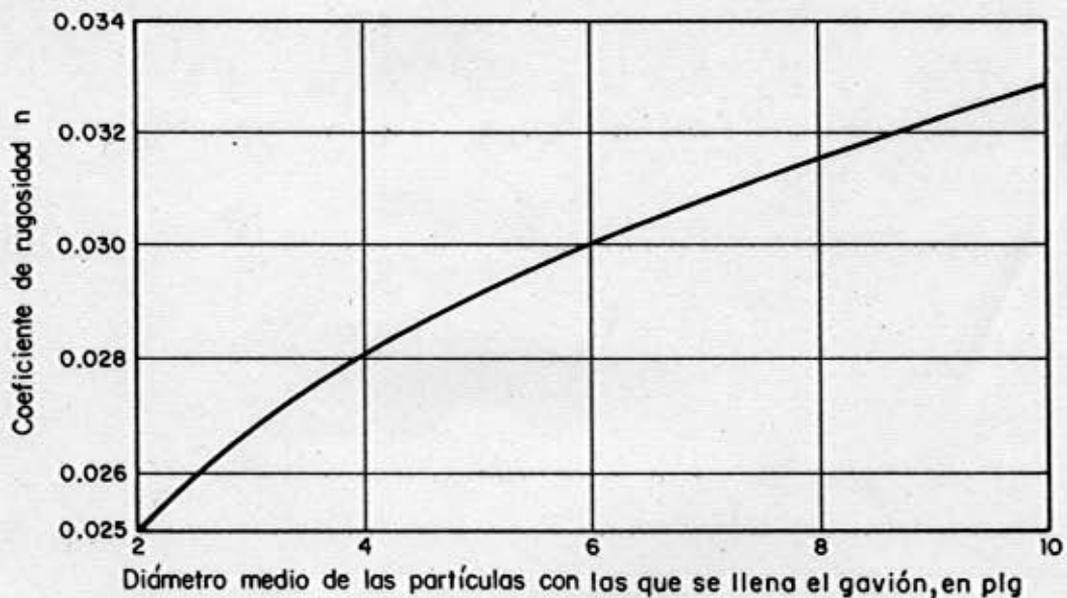


Fig 2.1 Valor del coeficiente de rugosidad de Manning en función del tamaño del material con el que se llenan los gaviones [8]

2.1.2 Con arrastre

Entre los métodos que permiten obtener directamente la resistencia total, se recomienda el de Cruickshank-Maza, que toma en cuenta la rugosidad relativa de los granos y de manera implícita el cambio de la configuración del fondo al variar el flujo. Dichos autores proponen dos ecuaciones: una para régimen inferior con fondo de rizos y dunas, y otra para el superior con ondas estacionarias y antidunas.

Para régimen inferior,

$$V = 7.58\omega_{50} \left(\frac{d}{D_{84}} \right)^{0.634} \left(\frac{S}{\Delta} \right)^{0.456} \quad (2.2 a)$$

que se cumple si

$$\frac{1}{S} \geq 83.5 \left(\frac{d}{\Delta D_{84}} \right)^{0.350} \quad (2.2 b)$$

Para régimen superior,

$$V = 6.25\omega_{50} \left(\frac{d}{D_{84}} \right)^{0.644} \left(\frac{S}{\Delta} \right)^{0.352} \quad (2.3 a)$$

que se cumple si

$$\frac{1}{S} \leq 66.5 \left(\frac{d}{\Delta D_{84}} \right)^{0.382} \quad (2.3 b)$$

$$\Delta = \frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma}$$

donde

- V velocidad media del flujo, en m/s
- ω_{50} velocidad de caída de las partículas con diámetro D_{50} , en m/s; se obtiene con ayuda de la fig 2.2
- d tirante medio, en m
- D_n diámetro de la partícula, donde el subíndice n indica el porcentaje en peso de la muestra que contiene partículas menores o iguales a D_n . Por ejemplo,

$D_{84} = 0.524$ mm significa que el 84 por ciento en peso del sedimento está formado por partículas cuyos tamaños son menores o iguales a 0.524 mm

S pendiente del cauce, adimensional

γ_s peso específico de la partícula, en kgf/m^3

γ peso específico del agua, en kgf/m^3

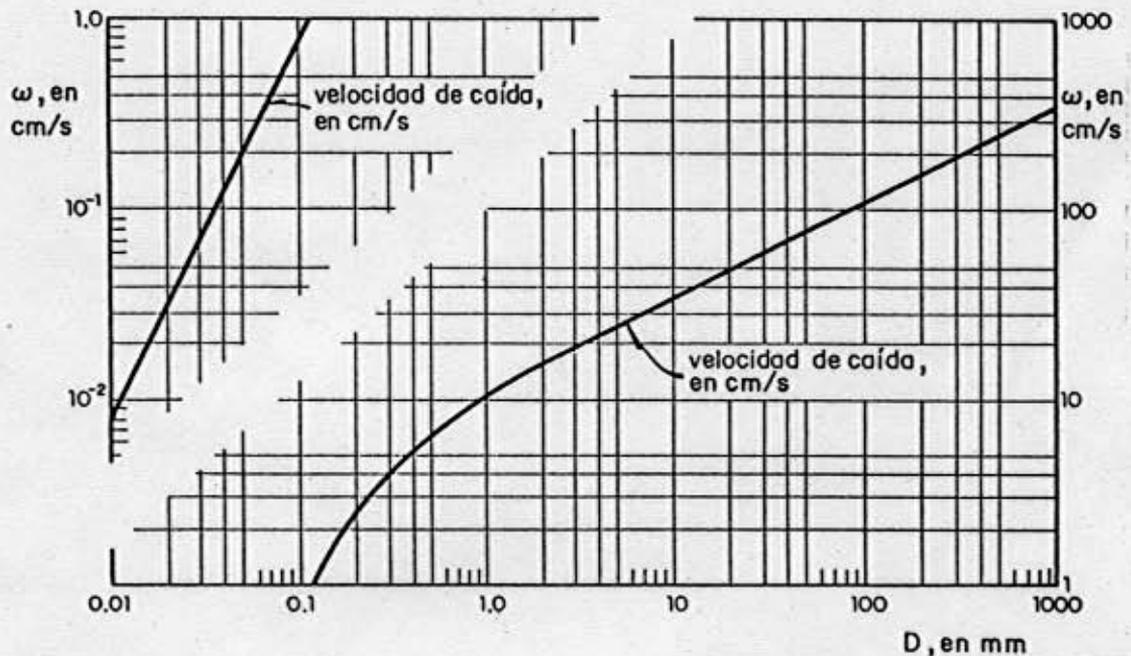


Fig 2.2 Velocidad de caída de las partículas para 20°C según Rubey [5]

2.2 Transporte de sedimentos

Los sedimentos que pueden ser transportados son los que constituyen el fondo y las orillas del cauce, además de las partículas muy finas procedentes de los terrenos de la cuenca.

Para cuantificar el transporte total de fondo, es decir, la totalidad de partículas que pasan por una sección, en suspensión o en la capa de fondo, y que proceden del fondo o del lavado de la cuenca, se recomienda utilizar los métodos de Meyer-Peter y Müller y el de Engelund.

Método de Meyer-Peter y Müller

La expresión propuesta establece que

$$g_{BT} = 8\gamma_s g^{1/2} \Delta^{1/2} D_m^{3/2} \left[\left(\frac{n'}{n} \right)^{3/2} \tau_* - 0.047 \right]^{3/2} \quad (2.4 a)$$

donde

- g_{BT} transporte total de fondo, en kgf/s/m
- D_m diámetro medio de las partículas, en m
- n rugosidad total del cauce; se obtiene de la fórmula de Manning
- n' rugosidad debida a las partículas e igual a

$$n' = \frac{D_{90}^{1/6}}{21} = \frac{D_{50}^{1/6}}{26} \quad (2.4 b)$$

- g aceleración de la gravedad, en m/s^2
- τ_* parámetro adimensional de Shields

$$\tau_* = \frac{R_H S}{\Delta D_{50}} \quad (2.4 c)$$

En la ec 2.4b D_{50} y D_{90} están expresados en m. Meyer-Peter y Müller probaron partículas con pesos específicos comprendidos entre 1 250 y 4 200 kgf/m^3 ; los diámetros medios de las muestras variaron de 0.4 a 30 mm.

Método de Engelund

La fórmula planteada para cauces arenosos es

$$g_{BT} = \frac{0.04\gamma_s (R_H S)^{3/2} V^2}{g^{1/2} \Delta^2 D_{35}} \quad (2.5)$$

donde V es la velocidad media del flujo, en m/s. Esta ecuación se aplica siempre y cuando $0.15 < D_{50} < 2$ mm y el número de Reynolds de la partícula asociado a la velocidad al cortante sea igual o mayor de 12, es decir,

$$Re = \frac{V_* D_{50}}{\nu} \geq 12 \quad (2.6 a)$$

$$V_* = (gR_H S)^{1/2} \quad (2.6 b)$$

donde

- Re número de Reynolds, adimensional
- ν viscosidad cinemática, en m^2/s (ver tabla 2.2)
- V_* velocidad al cortante, en m/s

TABLA 2.2 COEFICIENTE DE VISCOSIDAD DINÁMICA Y CINEMÁTICA DEL AGUA EN FUNCIÓN DE LA TEMPERATURA

| Temperatura, en °C | Viscosidad dinámica, μ , en kgf/m^2 (10^{-8}) | Viscosidad cinemática, ν , en m^2/s (10^{-6}) | Temperatura, en °C | Viscosidad dinámica, μ , en $kgf s/m^2$ (10^{-8}) | Viscosidad cinemática, ν , en m^2/s (10^{-6}) |
|-----------------------|--|--|-----------------------|--|--|
| 5 | 1.548 | 1.519 | 16 | 1.133 | 1.112 |
| 6 | 1.500 | 1.472 | 17 | 1.104 | 1.084 |
| 7 | 1.456 | 1.428 | 18 | 1.076 | 1.057 |
| 8 | 1.413 | 1.386 | 19 | 1.049 | 1.031 |
| 9 | 1.372 | 1.346 | 20 | 1.025 | 1.007 |
| 10 | 1.333 | 1.308 | 21 | 1.000 | 0.983 |
| 11 | 1.296 | 1.272 | 22 | 0.976 | 0.960 |
| 12 | 1.260 | 1.237 | 23 | 0.954 | 0.938 |
| 13 | 1.227 | 1.204 | 24 | 0.932 | 0.917 |
| 14 | 1.194 | 1.172 | 25 | 0.911 | 0.896 |
| 15 | 1.162 | 1.141 | 26 | 0.890 | 0.876 |

2.3 *Diseño de cauces con arrastre*

2.3.1 Gasto formativo

Para el estudio de la estabilidad de un cauce, es indispensable fijar un gasto que represente el hidrograma anual; a continuación, se describen varios de los criterios que existen en la literatura para determinar dicho gasto.

- a) Gasto dominante. El gasto formativo que recibe este nombre es aquel que, al permanecer constante a lo largo del año, transportará la misma cantidad de material del fondo que el hidrograma anual. Por tanto, para encontrar el valor del gasto dominante, se calcula para cada día del año el transporte de fondo en función del gasto medio diario aforado; al sumar todos esos resultados, se obtiene el transporte anual del fondo, el cual se divide entre 365 días de año, y proporciona el transporte medio diario. Con éste, se determina fácilmente el gasto líquido diario, expresado en m^3/s , que tiene esa capacidad de transporte.
- b) Para algunos autores (entre ellos, Leopold y Madok), el gasto formativo es el que tiene un periodo de retorno de 1.4 años. Si hay una estación de aforos cercana, se puede obtener dicho gasto analizando los gastos máximos con los criterios, por ejemplo, de Nash o Gumbel.
- c) Por último, otros autores consideran como gasto formativo, sobre todo en ríos de planicie, el gasto máximo que es capaz de pasar por el cauce principal sin que se desborde hacia la planicie. En la mayoría de los problemas estudiados, este criterio ha conducido a resultados más congruentes.

Sin embargo, se recomienda utilizar los tres criterios mencionados y probar los gastos obtenidos. Casi siempre, se puede contar con algún dato adicional que permita conocer cuál de éstos es el más acertado.

2.3.2 Cauces estables

Generalmente, conocidos el gasto formativo Q , el transporte de sólidos que entra al tramo en estudio g_{BT} , y un diámetro representativo, D , del material del fondo, se pueden obtener las pendientes S , el ancho B y el tirante d , es decir, se tiene un cauce con tres grados de libertad. Entre los métodos para analizar la estabilidad del cauce están, por ejemplo, los propuestos por Altunin, Maza y Cruickshank, y Blench. El primero se desarrolla para cauces formados con material grueso, como gravas y boleos; el segundo se aplica a cauces arenosos, y el tercero es para cauces con márgenes de material cohesivo.

Método de Altunin para material granular

Para conocer la estabilidad de un cauce, Altunin toma en cuenta, además de las variables ya indicadas, la mayor o menor resistencia de las orillas a la erosión y la zona del río donde se encuentra el tramo en estudio.

Con ello, supone que una sección es de tipo a si las orillas son difícilmente erosionables, y de tipo b si éstas son erosionadas con facilidad.

Altunin propone tres ecuaciones para obtener los tres grados de libertad.

La primera permite conocer la velocidad media de la corriente que no produce erosión, considerando el diámetro medio del material del fondo y el tirante,

$$V = aV_{\phi}d^{\alpha} \quad (2.7)$$

La segunda define la velocidad de la corriente en función de la resistencia al flujo,

$$V = k d^2 S^\alpha \quad (2.8)$$

La tercera resulta de la observación que se hizo sobre el comportamiento de secciones naturales estables y fue planteada por Gluschkov,

$$B^m = K d \quad (2.9)$$

La ec 2.9 se puede transformar y se ha propuesto utilizarla también como

$$B = \frac{AQ^{0.5}}{S^{0.2}} \quad (2.10)$$

donde

- a constante igual a 1 en la planicie y a 1.1 en la zona intermedia
- V_ϕ velocidad media máxima, en m/s, que soportan las partículas del fondo sin que se produzca erosión cuando el tirante es de 1 m; se obtiene con ayuda de la tabla 2.3 en función del diámetro medio de las partículas
- d tirante medio en la sección, igual al área entre el ancho de la superficie libre, en m
- α exponente variable que depende del tirante y que puede tomar los valores siguientes:

$$\alpha = \frac{1}{3} \quad \text{si } d < 1.50 \text{ m} \quad (2.11 \text{ a})$$

$$\alpha = \frac{1}{4} \quad \text{si } 1.50 < d < 2.50 \text{ m} \quad (2.11 \text{ b})$$

$$\alpha = \frac{1}{5} \quad \text{si } d > 2.50 \text{ m} \quad (2.11 \text{ c})$$

TABLA 2.3 VALORES DE LA VELOCIDAD V_{ϕ} EN FUNCIÓN DEL DIÁMETRO MEDIO DE LAS PARTÍCULAS CUANDO EL TIRANTE ES DE 1 M

| Diámetro, en mm | V_{ϕ} , en m/s | Diámetro, en mm | V_{ϕ} , en m/s |
|-----------------|---------------------|-----------------|---------------------|
| | | 46 | 1.44 |
| | | 48 | 1.47 |
| | | 50 | 1.50 |
| 1.0 | 0.60 | 52 | 1.54 |
| 2.5 | 0.75 | 54 | 1.56 |
| 5.0 | 0.80 | 56 | 1.59 |
| 10.0 | 0.83 | 58 | 1.62 |
| 15.0 | 0.86 | 60 | 1.65 |
| 20.0 | 0.90 | 65 | 1.69 |
| 25.0 | 0.98 | 70 | 1.73 |
| 30.0 | 1.04 | 75 | 1.76 |
| 32.0 | 1.11 | 80 | 1.80 |
| 34.0 | 1.17 | 85 | 1.84 |
| 36.0 | 1.24 | 90 | 1.88 |
| 38.0 | 1.29 | 95 | 1.91 |
| 40.0 | 1.35 | 100 | 1.95 |
| 42.0 | 1.38 | 150 | 2.40 |
| 44.0 | 1.41 | 200 | 2.60 |

k coeficiente de rugosidad que Altunin supone igual a 11 para cauces con gravas o diámetros mayores

z exponente que se recomienda igual a 1/2 para las condiciones indicadas

- x exponente que se recomienda igual a 1/3 para las condiciones indicadas

- B ancho de la superficie libre del agua, en m

- m exponente igual a 0.5 para ríos de montaña y a 1.0 para cauces aluviales cerca de la desembocadura; se acepta 0.7 para cauces arenosos. Este exponente también se puede valorar mediante la ecuación

$$m = 0.72 \left[\frac{\Delta D}{R_H S} \right]^{0.1} \quad (2.12)$$

- A coeficiente dado por la expresión

$$A = (nK^{5/3})^{3/(3+5m)} \quad (2.13)$$

Los valores de A y m se pueden obtener con ayuda de la tabla 2.4.

En la ec 2.13 propuesta para valorar A, n es el coeficiente de rugosidad según Manning, y K es un coeficiente que depende de la resistencia de las orillas (ver ec 2.9) y cuyos valores son: de 3 a 4 si el material que forma el cauce es muy resistente (tipo a), de 16 a 20 para material fácilmente erosionable (tipo b), y de 8 a 12 para material aluvial. En los problemas de ingeniería, se acepta usar $K = 10$.

A partir de las ecs 2.7, 2.8 y 2.10, se obtienen las ecuaciones generales de diseño mostradas en la tabla 2.5 donde se ha considerado que z y x tienen los valores indicados anteriormente. Las ecuaciones se presentan para los tres valores de α mencionados.

Dado que la información disponible para el diseño puede variar y, por tanto, pueden cambiar las tres incógnitas que deben despejarse de las tres ecuaciones originales, en la tabla 2.6 se indican tres posibles combinaciones de parámetros por obtener. En dicha tabla

aparecen cuatro incógnitas para cada grupo, pero ello se debe a que se han incluido dos ecuaciones adicionales de continuidad

$$V = \frac{q}{d} \quad (2.14)$$

$$Q = V B d \quad (2.15)$$

donde

q gasto unitario, en m³/s/m

TABLA 2.4 VALORES DE A Y m PARA CAUCES ESTABLES

| Zona del río y condición del cauce | Número de Froude | Parámetro A | | Exponente m cuando K = 10 | |
|---|------------------|-------------------|-------------------|---------------------------|-------------------|
| | | Tipo de sección a | Tipo de sección b | Tipo de sección a | Tipo de sección b |
| Zona de alta montaña. Cauce rocoso o cubierto de piedras | 10.00 | 0.50 | 0.75 | --- | 1.00 |
| Zona de montaña. Cauce formado por cantos rodados, boleos y guijarros. Rápidas y pendiente cercana a la crítica | 1.00 - 0.50 | 0.75 | 0.90 | 1.00 | 0.80 |
| Zona en las faldas de la montaña. Llegada del río al valle. Cauce formado por guijarros, grava y arena. Corriente tranquila | 0.50 - 0.20 | 0.90 | 1.00 | 0.80 | 0.75 |
| Zona intermedia. Cauce formado por arena gruesa, media y fina. Corriente tranquila | 0.20 - 0.40 | 1.00 | 1.10 | 0.75 | 0.70 |
| Zona de planicie. Cauce formado por arena fina | | | | | |
| a) Río caudaloso | 0.20 - 0.02 | 1.10 | 1.30 | 0.75 | 0.70 |
| b) Río poco caudaloso | 0.20 - 0.40 | 1.00 | 1.10 | 0.75 | 0.70 |

TABLA 2.5 EXPRESIONES PARA EL CÁLCULO DE CAUCES ESTABLES FORMADOS EN TERRENOS DE ARENA GRUESA A GUIJARROS, CON PARTÍCULAS DE DIÁMETRO MAYOR DE 1 mm

| Elemento de cálculo | $\alpha = 1/5$ | $\alpha = 1/4$ | $\alpha = 1/3$ |
|--|---|---|--|
| Profundidad media, d | $\frac{0.732V_{\phi}^{10/3}}{(1000S)^{10/9}}$ | $\frac{0.685V_{\phi}^4}{(1000S)^{4/3}}$ | $\frac{0.565V_{\phi}^6}{(1000S)^2}$ |
| Velocidad media, V | $\frac{0.939V_{\phi}^{5/3}}{(1000S)^{2/9}}$ | $\frac{0.909V_{\phi}^3}{(1000S)^{1/3}}$ | $\frac{0.835V_{\phi}^3}{(1000S)^{2/9}}$ |
| Gasto unitario, q | $\frac{0.686V_{\phi}^5}{(1000S)^{4/3}}$ | $\frac{0.623V_{\phi}^6}{(1000S)^{5/3}}$ | $\frac{0.471V_{\phi}^9}{(1000S)^{8/3}}$ |
| Gasto de agua en un brazo estable, Q | $\frac{7.46A^2V_{\phi}^{10}}{(1000S)^{3.07}}$ | $\frac{6.20A^2V_{\phi}^{12}}{(1000S)^{3.73}}$ | $\frac{3.50AV_{\phi}^{18}}{(1000S)^{5.73}}$ |
| Pendiente del cauce estable, S | $\frac{0.00192A^{0.653}V_{\phi}^{3.26}}{Q^{0.326}}$ | $\frac{0.00163A^{0.563}V_{\phi}^{3.21}}{Q^{0.268}}$ | $\frac{0.00123A^{0.31}V_{\phi}^{3.15}}{Q^{0.154}}$ |
| Velocidad media máxima sin que se produzca erosión, V_{ϕ} | $\frac{6.85Q^{0.10}S^{0.307}}{A^{0.2}}$ | $\frac{7.40Q^{0.083}S^{0.312}}{A^{0.175}}$ | $\frac{8.45Q^{0.049}S^{0.317}}{A^{0.10}}$ |

Método de Maza y Cruickshank para cauces arenosos

El método propuesto toma en cuenta tres ecuaciones: una de fricción (la de Cruickshank-Maza para arenas), una de arrastre y otra que relaciona anchos y pendientes, obtenida en forma empírica de observaciones reales (la de Glushkov).

Conocidos algunos de los parámetros que intervienen en las ecuaciones de partida, se pueden obtener los valores de otras tres. Si, por ejemplo, se conocen el gasto formativo Q, el transporte de sedimentos que entra al tramo Q_{BT} , así como la granulometría del material del fondo y orillas, y se supone que el exponente m, de la ec 2.9, es igual a 0.70 (valor

TABLA 2.6 FÓRMULAS DE DISEÑO PARA CAUCES ESTABLES EN GRAVA O BOLEO ¹

| Variable por calcular | $\alpha = 1/5$ | $\alpha = 1/4$ | $\alpha = 1/3$ |
|-----------------------|---|---|--|
| | Primer problema | Datos: Q, V _φ , A | |
| S | $\frac{0.00192A^{0.653}V_{\phi}^{3.26}}{Q^{0.320}}$ | $\frac{0.00163A^{0.563}V_{\phi}^{3.21}}{Q^{0.268}}$ | $\frac{0.00123A^{0.31}V_{\phi}^{3.15}}{Q^{0.154}}$ |
| B | $AQ^{0.5}/S^{0.2}$ | $AQ^{0.5}/S^{0.2}$ | $AQ^{0.5}/S^{0.2}$ |
| q | Q/B | Q/B | Q/B |
| d | $(q/V_{\phi})^{5/6}$ | $(q/V_{\phi})^{4/9}$ | $(q/V_{\phi})^{3/4}$ |
| | Segundo problema | Datos: S, V _φ , A | |
| d | $\frac{0.732V_{\phi}^{10/3}}{(1000S)^{10/9}}$ | $\frac{0.685V_{\phi}^4}{(1000S)^{4/3}}$ | $\frac{0.565V_{\phi}^6}{(1000S)^2}$ |
| q | $V_{\phi}d^{6/5}$ | $V_{\phi}d^{5/4}$ | $V_{\phi}d^{4/3}$ |
| B | $A^2q/S^{0.4}$ | $A^2q/S^{0.4}$ | $A^2q/S^{0.4}$ |
| Q | q/B | q/B | q/B |
| | Tercer problema | Datos: Q, S, A | |
| V _φ | $\frac{0.817Q^{0.1}(1000S)^{0.307}}{A^{0.2}}$ | $\frac{0.855Q^{0.083}(1000S)^{0.312}}{A^{0.176}}$ | $\frac{0.943Q^{0.049}(1000S)^{0.317}}{A^{0.10}}$ |
| B | $AQ^{0.5}/S^{0.2}$ | $AQ^{0.5}/S^{0.2}$ | $AQ^{0.5}/S^{0.2}$ |
| q | Q/B | Q/B | Q/B |
| d | $(q/V_{\phi})^{5/6}$ | $(q/V_{\phi})^{4/9}$ | $(q/V_{\phi})^{3/4}$ |

¹ En algunos casos, las fórmulas también son aplicables a cauces arenosos. Los valores de V se toman de la tabla 2.3 ya que en las fórmulas que aparecen en esta tabla se está tomando en cuenta si se utilizan tirantes diferentes de 1 m.

promedio para cauces arenosos), se obtienen el ancho, el tirante y la pendiente del cauce con estabilidad dinámica. Las ecuaciones que permiten determinar esas variables son:

Para régimen inferior,

$$B = \frac{0.368 D_{84}^{0.247} K^{0.7} Q^{0.63}}{\omega_{50}^{0.39} \Delta^{0.238} g^{0.06} D_{35}^{0.118} Q_{BT}^{0.119}} \quad (2.16)$$

$$d = \frac{0.468 D_{84}^{0.173} Q^{0.44}}{\omega_{50}^{0.274} \Delta^{0.166} g^{0.041} K^{0.51} Q_{BT}^{0.083} D_{35}^{0.083}} \quad (2.17)$$

$$S = \frac{3.215 \Delta^{1.12} g^{0.28} D_{35}^{0.56} D_{84}^{0.223} K^{0.294} Q_{BT}^{0.56}}{\omega_{50}^{0.352} Q^{0.768}} \quad (2.18)$$

Para régimen superior,

$$B = \frac{0.037 D_{84}^{0.261} K^{0.714} Q^{0.596}}{\omega_{50}^{0.406} g^{0.048} \Delta^{0.19} D_{35}^{0.095} Q_{BT}^{0.095}} \quad (2.19)$$

$$d = \frac{0.5 D_{84}^{0.183} Q^{0.417}}{\omega_{50}^{0.283} g^{0.033} \Delta^{0.133} K^{0.5} Q_{BT}^{0.067} D_{35}^{0.067}} \quad (2.20)$$

$$S = \frac{3.50 g^{0.261} \Delta^{1.16} D_{35}^{0.581} D_{84}^{0.235} K^{0.309} Q_{BT}^{0.581}}{\omega_{50}^{0.365} Q^{0.797}} \quad (2.21)$$

La principal ventaja de este método consiste en que permite considerar el gasto sólido y, por tanto, conocer las variaciones que sufre la sección cuando éste es incrementado o reducido debido a alteraciones en la cuenca y obras en los cauces.

En las ecs 2.16 a 2.21, se expresan: B, d, D₃₅ y D₈₄ en m; Q y Q_{BT} en m³/s; g en m/s²; ω₅₀ en m/s, y Δ no tiene unidades.

Teoría de régimen. Método de Blench para cauces arenosos o con material cohesivo

Según Blench, las tres ecuaciones de diseño para obtener las características geométricas de un canal estable son:

$$B = 1.81 \left[\frac{QF_b}{F_s} \right]^{1/2} \quad (2.22)$$

$$d = 1.02 \left[\frac{QF_s}{F_b^2} \right]^{1/3} \quad (2.23)$$

$$S = \frac{0.56(1 + 0.012C_s)F_b^{5/6}F_s^{1/12}}{\left[1 + \frac{C_s}{2330} \right] KQ^{1/6}} \quad (2.24)$$

donde

- F_b factor de fondo, cuyos valores promedio son 0.8 para material fino y 1.2 para grueso
- F_s factor de orilla, cuyos valores son 1.0 para materiales sueltos, 0.2 para ligeramente cohesivos y 0.3 para cohesivos
- C_s concentración del sedimento arrastrado del fondo, en partes por millón expresada en peso
- K coeficiente igual a

$$K = \frac{6.03g}{\nu^{1/4}} \quad (2.25)$$

Los coeficientes de las ecuaciones anteriores obligan a utilizar unidades del sistema métrico.

El factor de fondo F_b puede ser valuado mediante las expresiones siguientes:

Si el canal arrastra poco sedimento y el fondo es arenoso,

$$F_b = 1.9\sqrt{D} \quad (2.26)$$

donde

D diámetro medio de las partículas, en mm

Si existe arrastre de sedimentos y el fondo es arenoso,

$$F_b = 1.9\sqrt{D}(1 + 0.012C_s) \quad (2.27)$$

Conviene utilizar el método de Blench en el diseño de canales de riego y en tramos de ríos con material fino y cierta cohesión. Se debe tener cuidado cuando su aplicación se extrapola a cauces naturales o canales con material grueso.

2.4 Referencias

1. Blench, T, Regimen behavior of channels and rivers, Butterworths Scientific Publications, London (1957), 53-113.
2. Engelaund, F, "Hydraulic resistance of alluvial streams", Journal of the Hydraulics Division, ASCE, vol 93, No. HY4, paper 4739 (Mar 1966), 315-327.
3. Comisión Federal de Electricidad, "Cap A.2.9 Esgurrimento a superficie libre", Manual de Diseño de Obras Civiles, México, D. F. (1981).
4. Comisión Federal de Electricidad, "Cap A.1.10 Avenidas de diseño", Manual de Diseño de Obras Civiles, México, D. F. (1981).
5. Comisión Federal de Electricidad, "Cap A.2.11 Hidráulica fluvial", Manual de Diseño de Obras Civiles, México, D. F. (1981).

6. Maza, J A and Cruickshank, C, "Stable channels in alluvion", Proceedings of the International Symposium on River Mechanics, Bangkok, Tailandia (Jan 1973), 715-722.2.
7. Meyer Peter, E and Müller, R, "Formula for bed-load transport", Report on Second Meeting of The International Association for Hydraulics Research, Estocolmo, Suecia (1948), pp 39-64.
8. Secretaría de Obras Públicas, Gaviones metálicos, Departamento de Antioquia, Colombia.

3. CONTROL DE CÁRCAVAS

Los métodos más usados para efectuar este control varían de acuerdo con el número, localización, tamaño y pendiente de las cárcavas así como de la superficie, topografía, cubierta vegetal existente, condiciones de drenaje y tipo de suelo predominante en la cuenca de captación.

El control de las cárcavas permite, por ejemplo, rellenarlas a fin de restituir las al uso agrícola, o semirrellenarlas para favorecer el desarrollo de pastos y después utilizarlas como desagües, o simplemente dar a las cárcavas un tratamiento adecuado para estabilizarlas y así evitar su posterior crecimiento.

3.1 Etapas de control

En los trabajos por desarrollar para el control de las cárcavas, se distinguen dos etapas diferentes.

A. Cabeceo de las tormentas

Para evitar el crecimiento de la cárcava hacia aguas arriba, la prevención y detención de la erosión remontante, se pueden lograr al desviar el escurrimiento superficial hacia otros desagües, previamente protegidos, mediante el empleo de zanjas derivadoras (ver fig 3.1). Otra opción sería utilizar áreas específicas; la más común de éstas es una rápida, cuyo piso tenga la protección de un zampeado de piedra o concreto reforzado (ver fig 3.2).

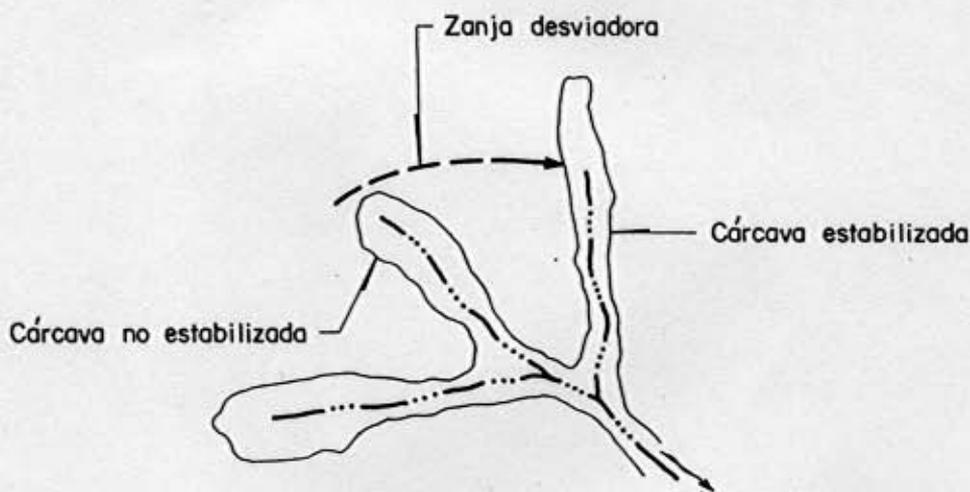


Fig 3.1 Zanjas desviadoras para controlar la erosión aguas arriba de la cárcava

B. Decremento de la erosión de taludes y fondo de la cárcava

Con el uso de las presas de control de azolves, se estabiliza en forma casi total el fondo de las cárcavas y se reducen la velocidad del agua y el deterioro en los taludes de las mismas.

La estabilización será total, sólo cuando se desarrolle vegetación permanente que retenga el suelo en su sitio.

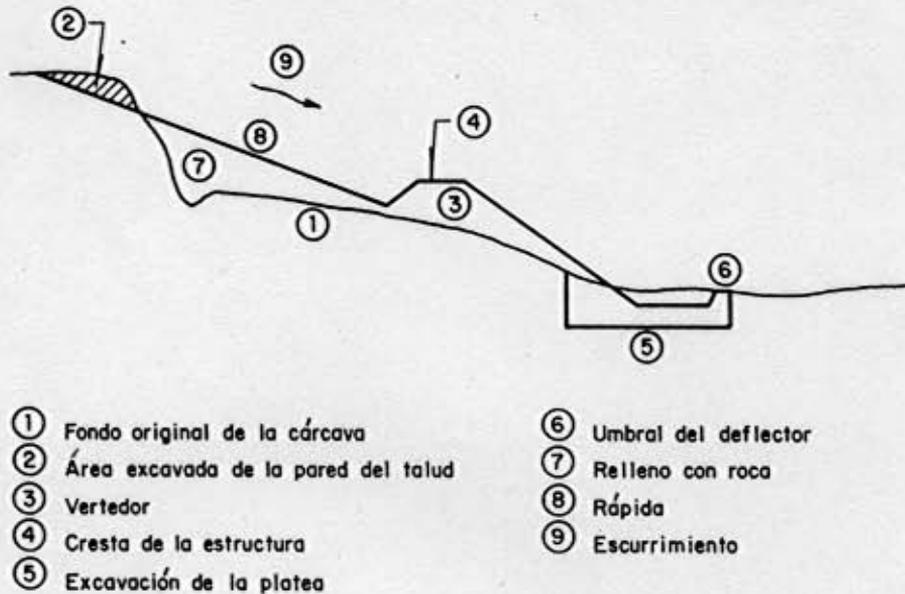


Fig 3.2 Cabeceo de una rápida con zanjeado de piedra o concreto reforzado

Las presas de control de azolves se construyen con diversos materiales, según sean de carácter temporal (presas de ramas, de malla de alambre, etc.) o permanente (presas de piedra acomodada, de gaviones, de mampostería, etc.).

La vida útil de las presas de carácter temporal fluctúa entre 2 y 5 años, es posible que este tiempo sea suficiente para estabilizar la cárcava mediante vegetación nativa. Las presas de carácter permanente pueden llegar a tener una duración hasta de 40 o 50 años.

3.2 Presas de gaviones

3.2.1 Funciones y tipos

Las presas de gaviones se emplean para controlar la erosión en cárcavas de diferentes tamaños, y como presas filtrantes para regularizar corrientes; se usan siempre y cuando se

consideren los aspectos de estabilidad especificados para las construcciones de gran magnitud.

Las presas de gaviones se pueden clasificar en tres tipos fundamentales, según sea la conformación del paramento aguas abajo: de pared vertical, de pared escalonada y de pared inclinada, de manera que la lámina vertiente del agua que pase sobre ella quede adherida (ver figs 3.3 a 3.5).

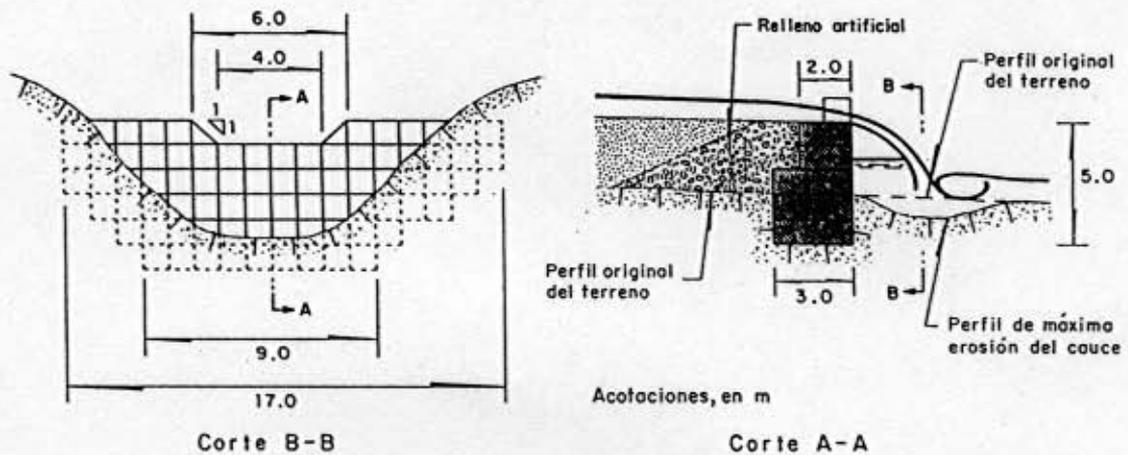


Fig 3.3 Presa de gaviones con paramento vertical aguas abajo [5]

En la pared vertical, sólo la malla que forma la cresta está expuesta a la abrasión y, por tanto, se debe proteger esa malla; además, al pie de la caída se puede desarrollar una gran socavación, más grande que la producida por los otros tipos. El de pared inclinada se recomienda cuando la altura de la presa varía entre 10 y 15 m. El de escalones inclinados presenta mejor estabilidad y disipa un poco de energía en cada escalón, lo cual implica cierta ventaja pues la profundidad de la socavación puede ser muy pequeña. No se sugiere usar los tipos segundo y tercero si la corriente transporta sedimentos muy pesados, ya que éstos pueden llegar a dañar la malla de cada uno de los escalones.

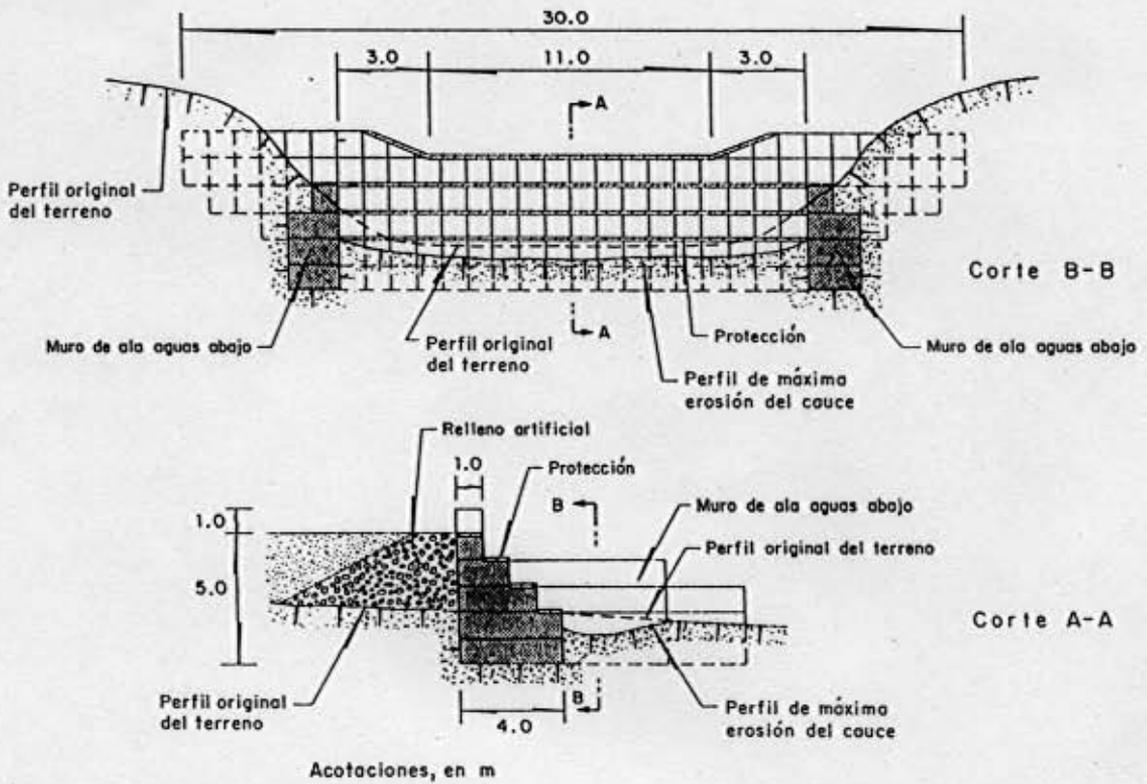


Fig 3.4a Presa de gaviones con paramento escalonado aguas abajo [5]

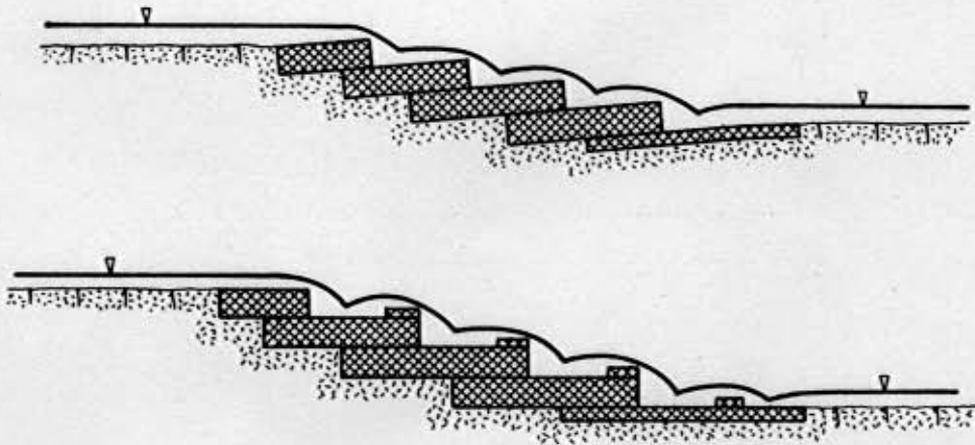


Fig 3.4b Presa de gaviones con escalones inclinados y con escalones que forman tanques disipadores [7]

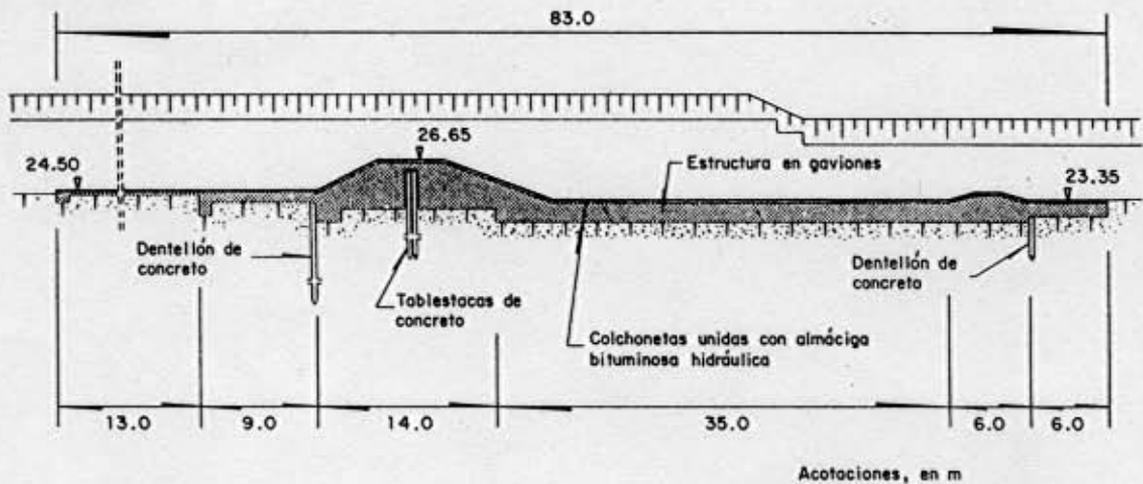


Fig 3.5 Presa de gaviones con paramento inclinado aguas abajo [5]

3.2.2 Criterio de diseño

El diseño de presas de gaviones requiere determinar las correspondientes dimensiones geométricas (altura, espaciamiento y empotramiento de la presa), hidráulicas y estructurales (estabilidad al volteo y deslizamiento horizontal, así como del revestimiento del tanque amortiguador, y análisis de la cimentación).

Geométrica

Altura efectiva

La altura efectiva puede ser hasta de 5 m o más, sólo que para su diseño se deben considerar los problemas inherentes a la estabilidad de la presa.

Espaciamiento

El espaciamiento entre dos presas consecutivas (ver fig 3.6), depende de la pendiente de los sedimentos depositados, de la altura efectiva de las mismas y de la finalidad que se persigue con el tratamiento de las cárcavas. Por ejemplo, si se desea retener mucho sedimento, se

recomienda emplear presas relativamente altas, espaciadas a distancias más o menos grandes. Sin embargo, cuando el objetivo es estabilizar la pendiente de la cárcava, el espaciamiento y la altura de las presas deben ser menores.

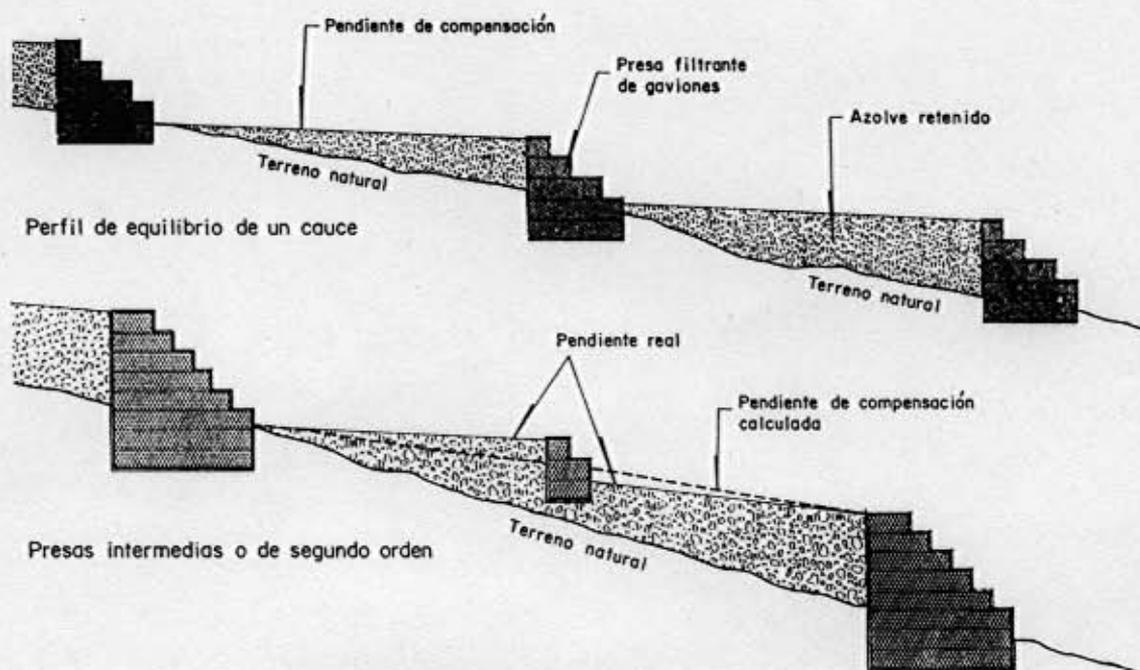


Fig 3.6 Espaciamiento entre presas de gaviones [6]

Generalmente, los sedimentos retenidos por la presa de control presentan una pendiente, la cual varía de acuerdo con el material sedimentado y la inclinación geométrica de la cárcava. La pendiente de arenas gruesas mezcladas con grava es de 2 por ciento, para sedimentos de textura media de 1 por ciento y para sedimentos finos limosos-arcillosos de 0.5 por ciento. De esta manera, el espaciamiento entre presas sería

$$E = \frac{H}{S_c - S_s} 100 \quad (3.1)$$

donde

- E distancia entre dos presas consecutivas, en m
- H altura efectiva de la presa, en m

S_c pendiente de la cárcava, en porcentaje

S_s pendiente estable del sedimento, varía entre 0.5 y 2 por ciento

Si se cuenta con información de la cárcava, gasto formativo y tamaño de los materiales es posible predecir el perfil de equilibrio del cauce de ésta, por ejemplo, con los criterios de Blench, Altunin, y Maza y Cruickshank (ver inciso 2.3.2).

Cabe destacar que en la práctica, algunas veces no es necesario ajustarse con rigor al espaciamiento calculado pues cambiando ligeramente la separación, se puede mejorar la localización de las presas al encontrar sitios más apropiados para construirlas.

Empotramiento de la presa

Uno de los aspectos que merece particular atención es el empotramiento de la presa, tanto en el fondo de la cárcava como en sus taludes; en el fondo, cuando los escurrimientos que se conducen son relevantes, y en los taludes, para impedir que el agua flanquee la estructura y se produzcan erosiones en éstos.

La profundidad de los taludes depende de la posibilidad de derrumbamiento de las márgenes, y debe ser por lo menos de 1 m respecto a la línea ideal (ver fig 3.7). En algunos casos, cuando el material que compone las márgenes es fácilmente erosionable, además de profundizar los empotramientos, se requiere construir protecciones marginales aguas arriba de la obra y muros que encaucen la caída de agua y eviten la socavación de las márgenes en la proximidad de la presa (ver fig 3.8).

La facilidad con que el agua pueda erosionar el lecho del cauce determina la profundidad conveniente para cimentar la obra e impedir que la socavación se produzca; no es necesario alcanzar un estrato resistente a la compresión, ya que la flexibilidad de la estructura de gaviones admite que la obra pueda sufrir asentamientos provocados por la inestabilidad del terreno de apoyo.

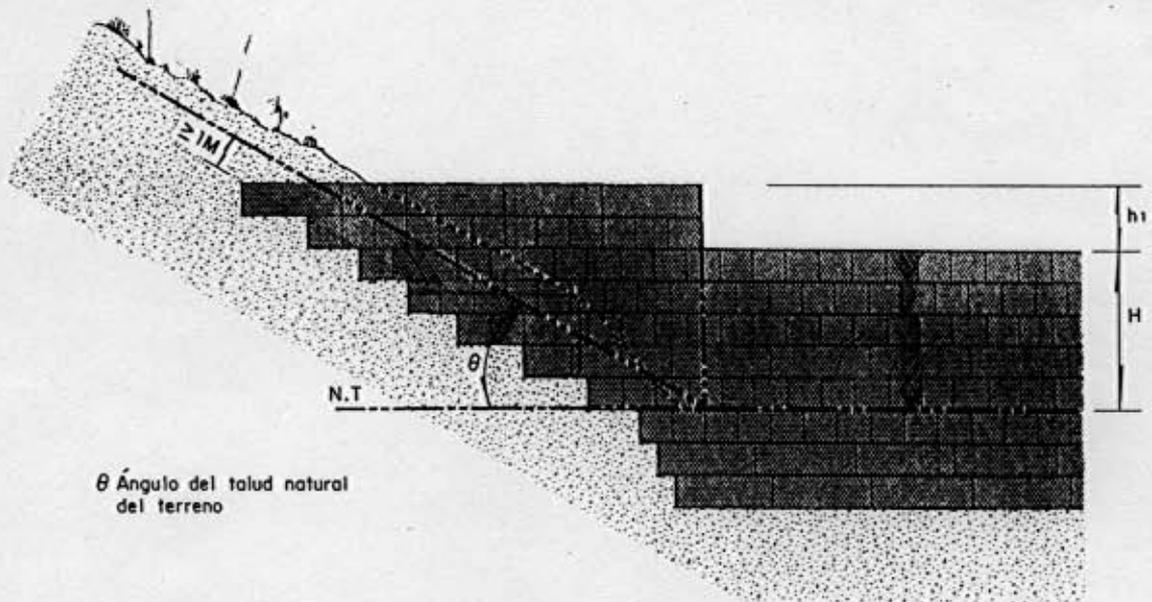


Fig 3.7 Esquema para determinar la profundidad del empotramiento en la margen de una presa filtrante de gaviones [6]

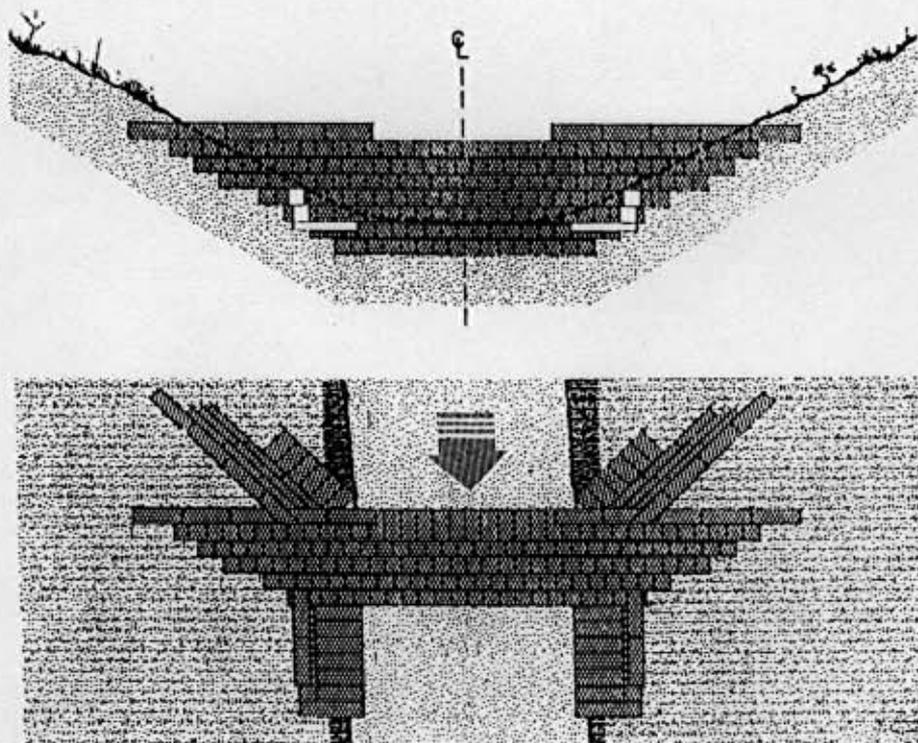


Fig 3.8 Presa filtrante de gaviones con muros de encauzamiento [6]

Hidráulico

Vertedor alojado en la presa

En el desarrollo de los proyectos relacionados con presas construidas en cárcavas, uno de los principales problemas corresponde a la planeación y diseño del vertedor, los cuales afectan mucho la economía y posibilidad física de un proyecto.

Para una cuenca pequeña, la forma y cantidad del escurrimiento están influidas sobre todo por las condiciones físicas del suelo; por tanto, el estudio hidrológico debe darle más atención a la cuenca propia. Para una cuenca grande, el efecto de almacenaje del cauce es importante, por lo cual hay que revisar cuidadosamente las características del mismo.

Una cuenca pequeña se puede definir como aquélla cuyo escurrimiento es sensible a lluvias de alta intensidad y corta duración, y donde predominan las características físicas del suelo con respecto al cauce. Con base a esta definición, el tamaño de una cuenca pequeña puede variar desde unas pocas hectáreas hasta un límite que para propósitos prácticos Chow considera de 250 km².

En cuencas pequeñas, los gastos máximos son causados principalmente por lluvias de corta duración. Una parte de la precipitación se pierde a través del proceso de intercepción, evapotranspiración e infiltración. La parte restante, que de manera eventual llega a ser escurrimiento, es conocida como la lluvia en exceso. La proporción de la lluvia en exceso respecto a la precipitación total depende de los factores climatológicos y de los aspectos físicos como son la condición de humedad del suelo, el tipo de superficie del suelo y subsuelo, y la clase de vegetación.

El escurrimiento de una cuenca puede considerarse compuesto por dos partes, un flujo base, el cual proviene del escurrimiento subterráneo y un escurrimiento directo, que es producido por la lluvia en exceso.

En la literatura especializada sobre el tema, el método de Chow permite evaluar el gasto máximo en cuencas pequeñas para determinado periodo de retorno, mientras que el de I-Pai-Wu sirve para calcular el gasto máximo, y su hidrograma correspondiente. En Springall (1967), se presentan ambos métodos, cómo fueron deducidos y se analizan sus respectivas ventajas y limitaciones.

Los vertedores rectangulares de las presas de control se consideran del tipo de cresta ancha y, por tanto, la descarga correspondiente, se calcula con la ecuación siguiente:

$$Q = CLH^{3/2} \quad (3.2)$$

donde

- Q gasto máximo, en m³/s
- C coeficiente de descarga, en m^{1/2}/s; para un vertedor de cresta ancha es igual a 1.45 si la relación e/H = 10
- L longitud del vertedor, en m
- e espesor del vertedor, en m
- H carga hidráulica, en m

Cuando el vertedor no es rectangular, sino que tiene, por ejemplo, sección trapecial o parabólica (ver fig. 3.9), la relación entre el gasto y la carga hidráulica se obtiene por la formación del estado crítico sobre el vertedor, la cual está dada por

$$Q = A_c \sqrt{\frac{gA_c}{B}} \quad (3.3)$$

donde

- A_c área hidráulica sobre el vertedor, en m²
- g aceleración de la gravedad, en m/s²
- B ancho de la superficie libre del agua sobre el vertedor, en m

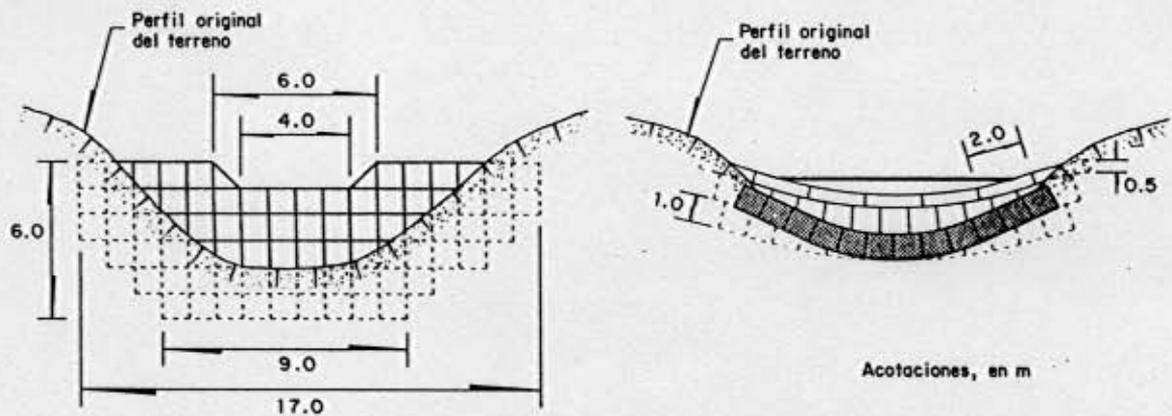


Fig 3.9 Vertedores de secciones trapecial y parabólica [5]

Como práctica común, se da un bordo libre a la altura del vertedor para prever las posibles obstrucciones debidas a materiales que pudiera arrastrar la corriente, por ejemplo: troncos, ramas, etc.

En el caso de que exista arrastre de material sólido, se emplea sobre la cresta vertedora algún tipo de revestimiento, como es, por ejemplo, la madera o el concreto, para que el escurrimiento no destruya la estructura del gavión.

Tanque amortiguador (platea)

Para proteger el fondo de la cárcava inmediatamente aguas abajo de la estructura contra los efectos erosivos producidos por la caída de agua que pasa sobre el vertedor, se usa la platea, que consiste en un revestimiento con piedra acomodada o con el material empleado en la construcción de la presa.

Características generales del flujo

Rand (1955), con base en sus propios resultados, así como en los datos experimentales de Bakhmeteff y Feodoroff (1943) y de Moore (1943), propone que la geometría del flujo en

las estructuras de caída se puede describir en función de un parámetro adimensional, denominado número de caída, el cual se define como

$$D_c = \frac{q^2}{gh_c^3} \quad (3.4)$$

con las relaciones geométricas

$$\frac{L_d}{h_c} = 4.30D_c^{0.27} \quad (3.5)$$

$$\frac{Y_p}{h_c} = 1.00D_c^{0.22} \quad (3.6)$$

$$\frac{Y_1}{h_c} = 0.54D_c^{0.425} \quad (3.7)$$

$$\frac{Y_2}{h_c} = 1.66D_c^{0.27} \quad (3.8)$$

donde

- D_c número de caída o de Dodiah, adimensional
- q gasto unitario, en $m^3/s/m$
- g aceleración de la gravedad, en m/s^2
- h_c altura de caída de la presa o del salto, en m
- L_d longitud del foso al pie de la caída, en m
- Y_p tirante al pie de la estructura, en m
- Y_1 conjugado menor en la base de la caída
- Y_2 profundidad del remanso, en m

Las ecuaciones anteriores son aplicables al caso particular de no erosión al pie de la estructura (ver fig 3.10).

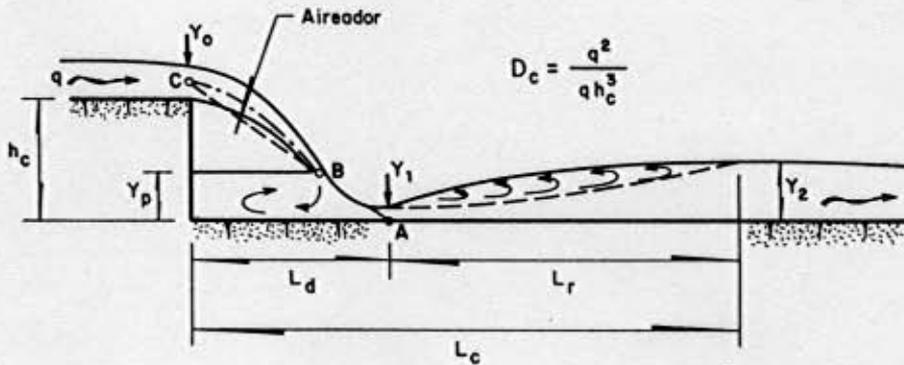


Fig 3.10 Geometría del flujo en las estructuras de caída [5]

La longitud del foso de disipación L_c es función de la trayectoria del chorro y de la longitud del resalto hidráulico libre $L_r = 6.9 (Y_2 - Y_1)$; así, $L_c = L_d + L_r$.

Condiciones del flujo en función del tirante aguas abajo

Las condiciones del flujo en el foso se clasifican en tres tipos diferentes, de acuerdo con el tirante del remanso aguas abajo Y_p (ver fig. 3.11).

Tipo I: $Y_b < Y_2$

En estas condiciones, no se forma un verdadero colchón aguas abajo del punto de caída; sin embargo, aguas arriba de este punto, se constituye un colchón de agua de espesor Y_p , creado en la zona de caída del chorro de tirante Y_{co} .

Tipo II: $Y_b > Y_2$

Se forma un resalto hidráulico ahogado; de esta manera aguas arriba y abajo del punto de caída, se tienen verdaderos colchones de agua. Para obtener este tipo de flujo, se debe

verificar que $Y_{co}/b_0 < 20$, donde b_0 es el espesor del chorro en la entrada del foso disipador (ver fig 3.11).

Tipo III: $Y_{co}/b_0 > 20$

La inclinación de la superficie libre aguas arriba y abajo del punto de caída disminuye rápidamente; la diferencia entre Y_{co} y Y_b tiende a cero.

Donde se presente un remanso natural o artificial, se suelen garantizar las condiciones de flujo tipo II o III.

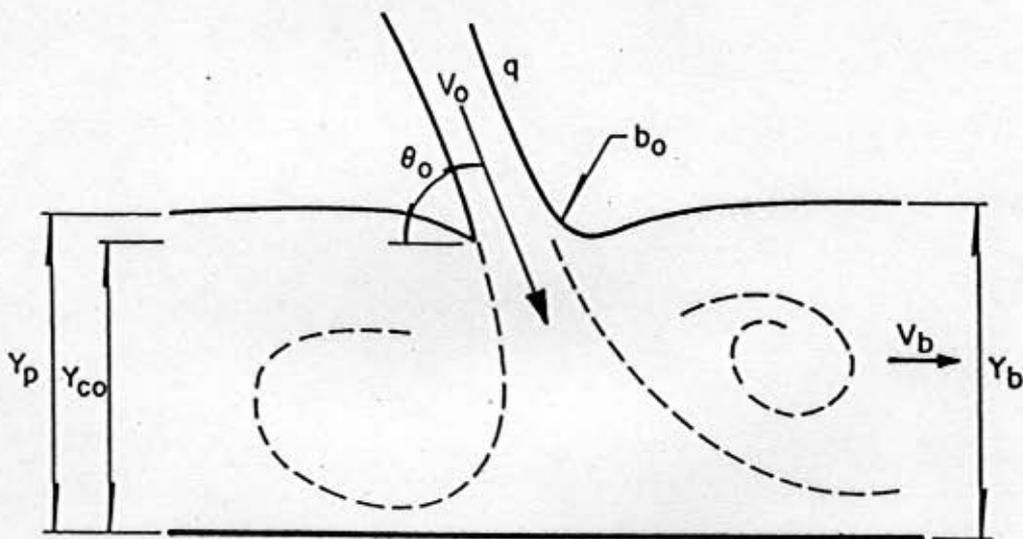


Fig 3.11 Condiciones del flujo en el foso disipador, en función de Y_b [2]

Socavación

El cálculo de la profundidad máxima de socavación que es función de la geometría de la estructura, de la altura de caída del chorro de agua, es decir, de la diferencia entre el nivel de aguas máximas y el del remanso al pie de la obra, del flujo (del gasto unitario, del tirante

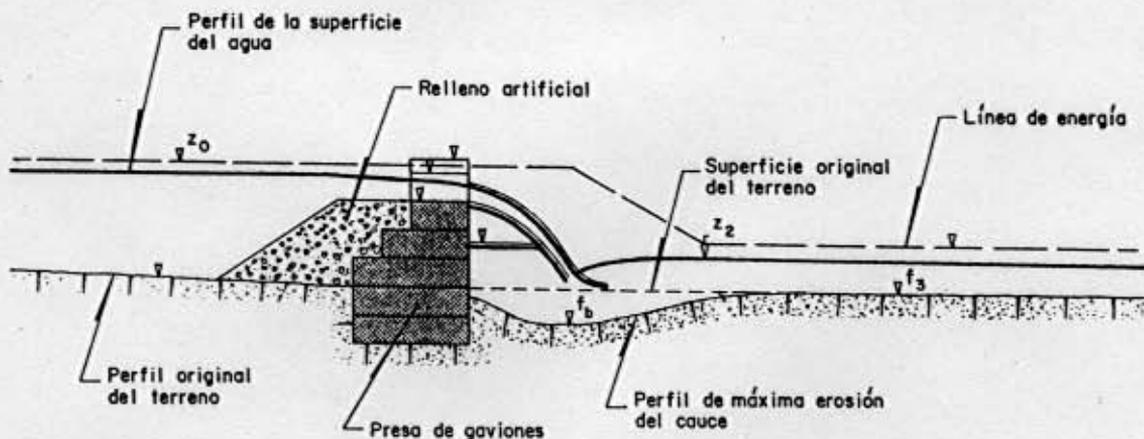
al pie de la estructura y el nivel del remanso) y del tipo de material (suelo compacto, o no cohesivo, o rocoso fracturado), permite definir la pertinencia de construir la platea.

Un criterio para determinar la profundidad máxima de socavación es el propuesto por Schoklitsch (ver fig 3.12), que está dada por:

$$Y_s = 4.75 \frac{H_o^{0.2} q^{0.57}}{D_{90}^{0.32}} \quad (3.9)$$

donde

- Y_s profundidad del cono de socavación, en m
- H_o distancia entre el nivel de aguas máximas y el del remanso al pie de la estructura, en m
- q gasto unitario, en $m^3/s/m$
- D_{90} diámetro de la partícula por debajo del cual queda el 90 por ciento de la muestra de suelo en peso, en mm



$$Y_s = f_3 - f_b$$

$$H_o = z_0 - z_2$$

Fig 3.12 Presa de gaviones con pared vertical y sin contrapresa [5]

La profundidad de socavación Y_s se reduce conforme la profundidad del remanso Y_b aumenta, lo cual se logra colocando un contradique aguas abajo.

Otros criterios pueden ser consultados en la literatura especializada y aplicables en función de los datos disponibles

Cuando se considera que la socavación al pie de la estructura pone en peligro la estabilidad de la obra, se reviste el tanque amortiguador (ver fig 3.13), que puede o no estar influenciado por el remanso aguas abajo.

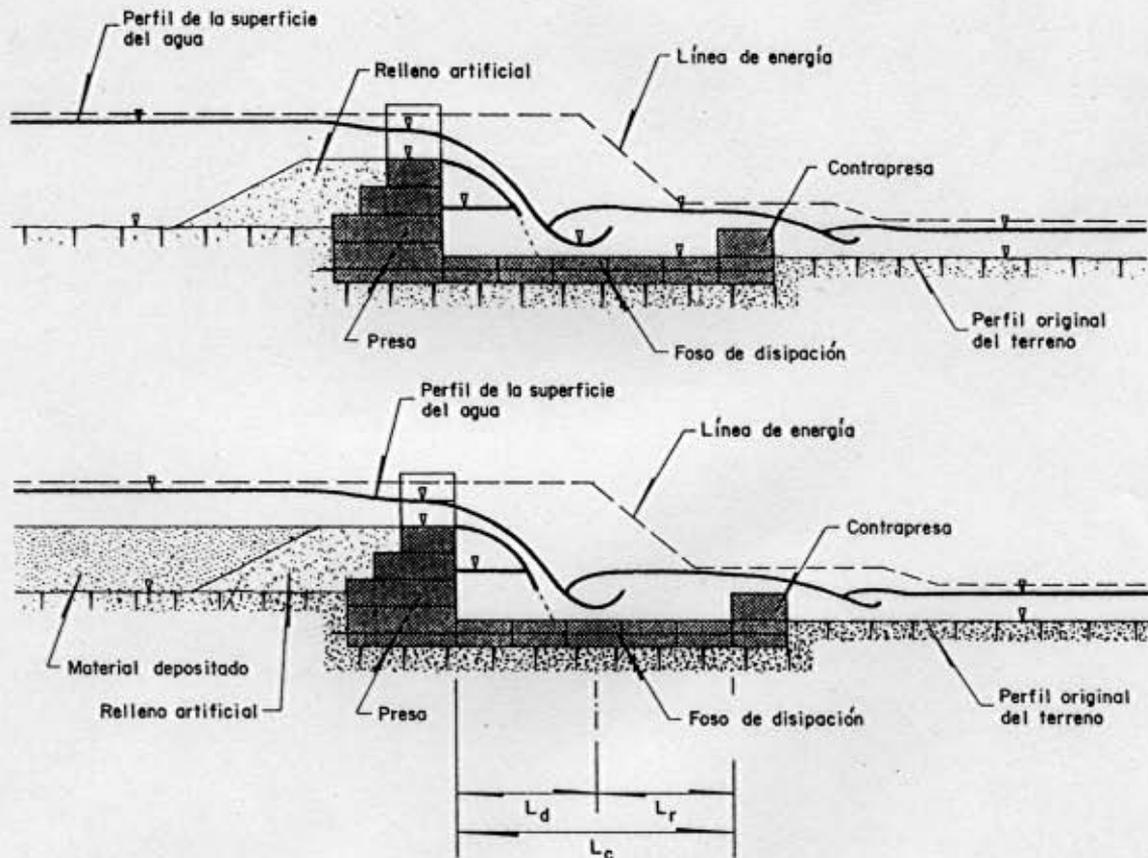


Fig 3.13 Presa de gaviones con pared vertical y contrapresa [5]

Elevación del piso del tanque

Como el nivel de la superficie libre del agua debe ser el mismo tanto en el tanque amortiguador como en el cauce natural del río inmediatamente después del tanque, en forma preliminar la elevación del fondo del tanque será igual al umbral de la descarga más el tirante normal en el cauce (al no disponer de la curva de remanso de la cárcava) menos el conjugado mayor Y_2 , este cálculo se debe afinar aplicando la ecuación de la energía. La altura del colchón inicialmente estaría dada por

$$P = Y_2 - Y_b \quad (3.10)$$

donde

- P altura del colchón, en m
- Y_2 conjugado mayor, en m
- Y_b tirante normal o de remanso del cauce, en m

Para el caso particular de una sección prismática rectangular, el conjugado mayor Y_2 se determina a partir del menor con las ecuaciones

$$\frac{Y_2}{Y_1} = \frac{1}{2} \left[\left(1 + 8Fr_1^2 \right)^{0.5} - 1 \right] \quad (3.11a)$$

$$Fr_1 = \frac{V_1}{\sqrt{gY_1}} \quad (3.11b)$$

donde

- Y_1 conjugado menor, en m
- Fr_1 número de Froude, adimensional
- V_1 velocidad del flujo asociada al conjugado menor, en m/s

Para conocer el tirante Y_1 , se establece la ecuación de la energía entre la cresta vertedora de la estructura (sección de control) y al pie de la misma

$$h_c + Y_c + \frac{V_c^2}{2g} = Y_1 + \frac{V_1^2}{2g} + \Sigma h \quad (3.12 a)$$

$$Y_c = \left(\frac{q^2}{g} \right)^{1/3} \quad (3.12 b)$$

donde

- h_c altura de la presa, en m
- Y_c tirante crítico, en m
- V_c velocidad crítica, en m/s
- Σh pérdida de energía que, por lo general, se considera despreciable, en m

Estabilidad de la presa

Las presas de gaviones pueden o no contar con un elemento impermeabilizante, constituido por un respaldo de material compactado, que sirve para aumentar la longitud de paso de filtración de éstas. Cuando la presa no dispone del respaldo y los materiales que arrastra la cárcava son permeables, la presa trabaja como dique filtrante; en caso contrario, permite almacenar agua para usos rurales múltiples.

Entre las fuerzas que de manera general actúan sobre la presa de gaviones (ver fig 3.14a), destacan: el peso propio, la presión hidrostática, la subpresión, el empuje de sedimento o azolve, las fuerzas sísmicas, el peso del agua sobre el paramento aguas abajo, la presión negativa entre el manto de agua y dicho paramento, el rozamiento del agua con el paramento de descarga, el choque de las olas y cuerpos flotantes, la presión del hielo o del lirio acuático, así como la reacción del terreno. A continuación se analizan algunas de éstas fuerzas, mientras que otras se describirán en el capítulo 5 en el cual también se tratará el

análisis de estabilidad de la presa de gaviones por volteo, deslizamiento y esfuerzos transmitidos al terreno.

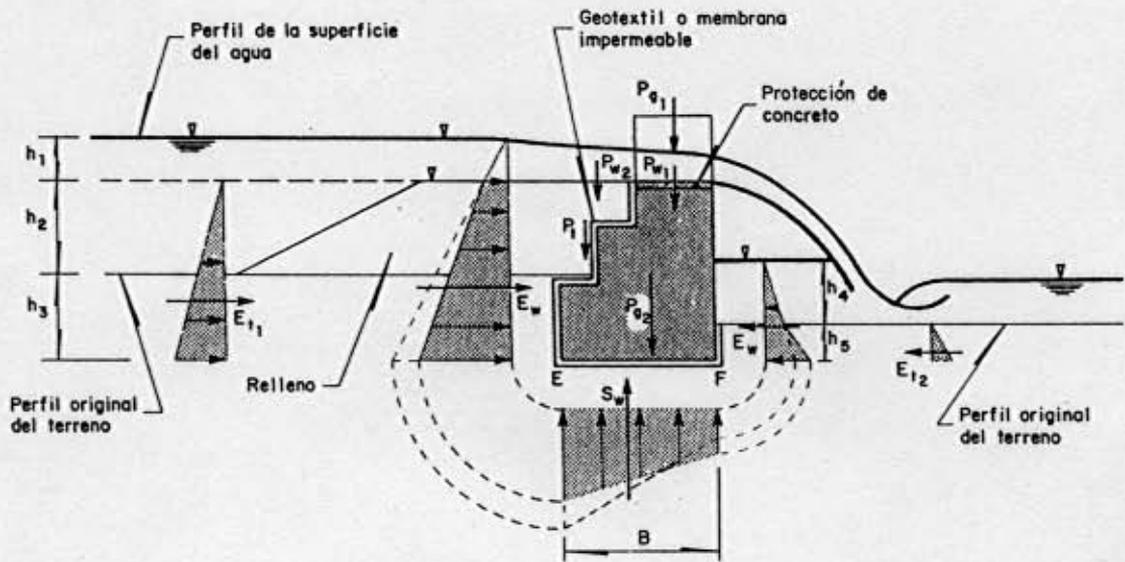


Fig 3.14a Fuerzas actuantes en la presa de gaviones [5]

a. Presión hidrostática, aguas arriba

Se considera la presión del agua que actúa sobre el paramento aguas arriba de la cortina.

Cuando el paramento de aguas arriba no es vertical, el empuje del agua que actúa normal a ese paramento se descompone para efectos del cálculo en dos componentes, uno horizontal y el otro vertical, este último es igual al peso de la cuña de agua; si el paramento es vertical, se elimina este peso.

Si la condición de estabilidad corresponde al derrame con el gasto máximo de diseño, del diagrama de presiones se tiene que

$$E_w = \frac{1}{2} \gamma_w \frac{2h_1 + h_2 + h_3}{2} (h_2 + h_3) \quad (3.13)$$

El punto de aplicación de este empuje se localiza en el centroide del diagrama trapecial, es decir,

$$\bar{Y} = \frac{h_2 + h_3}{3} \left[\frac{2(h_1 + h_2 + h_3) + h_1}{2h_1 + h_2 + h_3} \right] \quad (3.14)$$

donde

E_w empuje del agua, en kg/m

γ_w peso específico del agua turbia, en kgf/m³; varía entre 1000 y 1100 kgf/m³

h_i alturas, en m (ver fig 3.14a)

\bar{Y} punto de aplicación del empuje del agua, en m

b. Subpresión

Es una presión debida al agua de filtración que actúa en la cimentación de la cortina en sentido vertical ascendente, por tanto, es desfavorable a la estabilidad de la cortina.

Para determinar su valor en la cimentación de la presa, se debe estudiar primero la longitud de paso de filtración y las medidas tendientes a disminuir el valor de la subpresión.

Si se admite una distribución hidrostática de la presión sobre las paredes aguas arriba y abajo, la subpresión S_w es la resultante del diagrama trapecial de presiones, con valores extremos h_3 y h_5 ,

$$S_w = \frac{1}{2} \gamma_w \frac{h_1 + h_2 + h_3 + h_4 + h_5}{2} B \quad (3.15)$$

donde

S_w subpresión del agua, en kg/m

γ_w peso específico del agua turbia, en kgf/m³

- h_i alturas, en m (ver fig 3.14a)
- B ancho de la sección longitudinal del gavión (ver fig 3.14a), en m

El punto de aplicación de este empuje se localiza en el centroide del diagrama trapecial de la subpresión.

c. Presión hidrostática aguas abajo

Para la condición de gasto máximo de diseño, del diagrama de presiones se obtiene que

$$E_w = \frac{1}{2} \gamma_w (h_4 + h_5)^2 \quad (3.16)$$

donde

- E_w empuje del agua, en kg/m
- γ_w peso específico del agua, en kgf/m³
- h_i alturas, en m (ver fig 3.14a)

El punto de aplicación de este empuje se ubica en el centroide del diagrama trapecial.

Las filtraciones en una cortina dependen fundamentalmente de la carga hidráulica que las origina y de las características físicas de los materiales por donde el agua efectúa el recorrido de filtración. Cuando la velocidad del agua filtrada llega a ser suficiente para lavar o arrastrar los materiales de la cimentación, se origina la tubificación, la cual produce asentamientos, disloques, etc, que afectan la estabilidad de la estructura.

El gasto de filtración se valúa a partir de la ley de Darcy como

$$Q_f = kiA \quad (3.17)$$

donde

- Q_f gasto de filtración por la cimentación, en m^3/s
- k coeficiente de permeabilidad para la cimentación, en m/s
- i pendiente hidráulica, adimensional
- A área de la cimentación, en m^2

Para aumentar la longitud de la filtración, se emplean plateas y tapetes de arcilla compactada, así como membranas impermeables (ver fig 3.14a).

d. Peso del agua

El peso del agua sobre el paramento aguas arriba, ya sea este inclinado o escalonado favorece la estabilidad de la cortina. Su valor está dado por el peso de la cuña de agua, es decir, será el volumen de la cuña multiplicado por el peso específico del agua, y se aplicará en el centro de gravedad de la figura geométrica que se define, como se muestra en la fig 3.14a. Este peso se divide en dos: uno sobre la cresta y otro sobre los escalones.

e. Peso del suelo

El valor del peso del suelo sobre los escalones P_t (ver fig 3.14a), se calcula multiplicando el volumen de la figura por el peso específico del suelo; este último está dado por

$$\gamma_m = \gamma_s(1 - n) + n\gamma_w \quad (3.18)$$

donde

- γ_m peso específico del suelo saturado, en kgf/m^3
- γ_s peso específico del suelo, en kgf/m^3
- n porosidad del suelo, adimensional

f. Empuje activo del terreno

El empuje activo de tierras E_t que actúa aguas arriba y abajo (ver fig 3.14a), vale

$$E_{t1} = \frac{1}{2} \gamma'_m (h_2 + h_3)^2 K_a \quad (3.19)$$

$$E_{t2} = \frac{1}{2} \gamma'_m (h_5)^2 K_a \quad (3.20)$$

$$\gamma'_m = (\gamma_s - \gamma_w)(1 - n) \quad (3.21)$$

$$K_a = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \quad (3.22)$$

donde

γ'_m peso específico del suelo sumergido, en kgf/m^3

φ ángulo de fricción interna del suelo, en grados

K_a coeficiente activo de presión de tierras

El punto de aplicación de los empujes E_{t1} y E_{t2} está localizado a $(h_2+h_3)/3$ y $h_5/3$, respectivamente.

g. Peso de los gaviones

Esta fuerza representa el peso propio de la estructura formada por gaviones. Se puede dividir en dos partes: una corresponde al peso de los gaviones parcialmente sumergidos P_{g1} ; la otra al peso de los gaviones totalmente saturados P_{g2} (ver fig 3.14a). Debido a lo anterior, para calcular cada uno de los pesos mencionados, hay que usar el peso específico que representa cada una de las condiciones señaladas. En el primer caso, el peso específico γ_{g1} se determina con ayuda del γ_s del tamaño de las piedras y la fig 3.14b; en el segundo caso, el peso específico γ_{g2} se obtiene mediante la ecuación

$$\gamma_{g2} = \gamma'_s(1-n) + n\gamma_w \quad (3.23)$$

donde γ'_s es el peso específico del material con el que se llenan los gaviones, en kgf/m^3 .

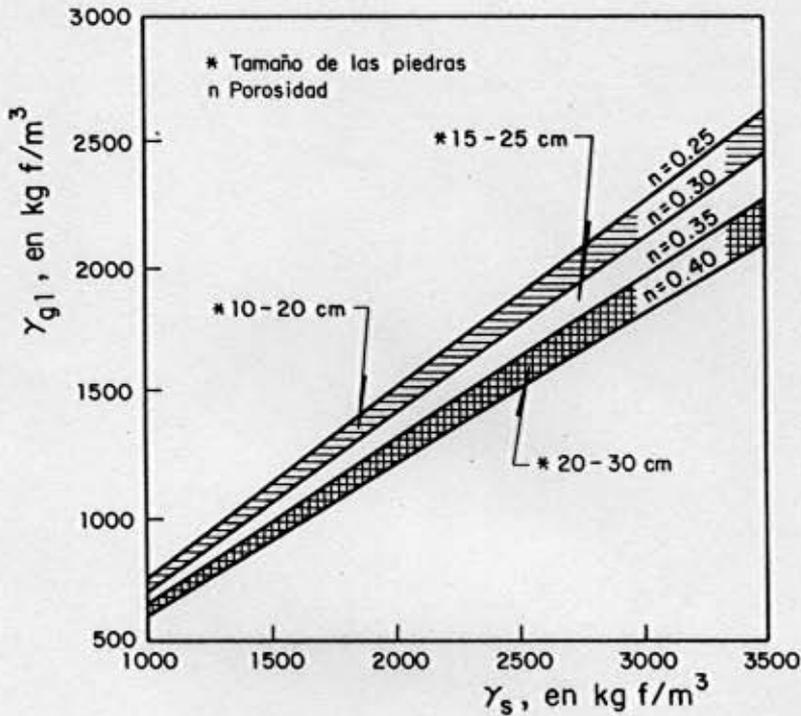


Fig 3.14b Peso específico γ_{g1} la condición de gaviones parcialmente sumergidos [5]

En este caso, la porosidad de dicho material (n) vale aproximadamente 0.3.

Estos dos pesos actúan en el centro de gravedad de la figura geométrica definida por la estructura.

En la tabla siguiente, se señalan los pesos específicos de los más comunes tipos de roca empleados para llenar los gaviones, según Gaviones Lemac ellos valen

| Roca | γ_s , en kgf/m ³ | Roca | γ_s , en kgf/m ³ |
|---------------|------------------------------------|------------------|------------------------------------|
| Basalto | 2900 a 3000 | Andesita | 2700 |
| Granito | 2600 a 2700 | Concreto partido | 2400 |
| Caliza dura | 2500 a 2600 | | |
| Arenisca | 2200 a 2300 | Ladrillo | 2000 |
| Caliza porosa | 2200 | Toba | 1700 |

3.3 Recomendaciones de diseño

El vertedor alojado en la parte central de la presa de retención constituida por gaviones, se construye a lo ancho del cauce con diversos propósitos, entre los que destacan: controlar la erosión del suelo, reducir los daños por inundación, retener sedimento, realizar mediciones, recargar el agua subterránea y elevar el nivel del flujo aguas arriba del vertedor; en este último caso, los vertedores ayudan a formar pequeños almacenamientos, tomas de estaciones de bombeo y canales de navegación, así como a disminuir la pendiente hidráulica pues reducen la socavación del fondo y provocan deposición del material.

Los vertedores hechos con gaviones tienen dos ventajas: su flexibilidad y permeabilidad; la primera posibilita que el gavión se acomode a una nueva circunstancia si se presenta socavación; la segunda permite que el agua penetre en el gavión cuando la pared aguas arriba no está sellada; esto reduce el volumen de agua que pasa sobre la cresta y, por tanto, solo se necesita dar una pequeña protección aguas abajo para prevenir la socavación al pie de la caída.

El diseño hidráulico de los vertedores alojados en la parte central de los muros de contención debe tomar en cuenta lo siguiente:

a. Diseño de la cresta

Para mantener el gasto máximo en el centro del río, la sección transversal puede ser rectangular, trapecial o curva. En corrientes pequeñas, la cresta puede ir de orilla a orilla o bien puede ser curva, esto último ocasionaría tener mayor longitud de cresta. La malla de la cresta se puede proteger con madera, concreto o ángulo de hierro; el concreto puede dañarse si la estructura del vertedor sufre asentamientos.

b. Diseño del foso de disipación y control de la socavación aguas debajo de la estructura

El foso de disipación se puede diseñar de manera natural, es decir, dejar que las descargas lo formen. Para reducir la socavación, se puede construir un estanque de agua mediante un vertedor secundario, o colocar gaviones sobre el fondo del río, o emplear una platea de gaviones que esté abajo del nivel original del río. La cimentación de la presa debe ser más profunda que el valor de la máxima socavación esperada. Como material de relleno de los gaviones que formen la platea, se sugiere usar piedras de 20 a 30 cm y preferiblemente redondeadas. Se deben proteger los taludes adyacentes al vertedor, por ejemplo, con enrocamiento. Si las avenidas transportan material pesado del fondo, se recomienda utilizar una doble capa de gaviones para proteger el fondo.

c. Control de la infiltración y prevención de la socavación

La infiltración a través de los cimientos del muro de retención debe ser lo mas pequeña posible, para prevenir que la estructura del vertedor llegue a ser socavada. La velocidad de la infiltración debe impedir que las partículas más chicas de la cimentación sean arrastradas muy lejos. La socavación de la estructura del vertedor se puede evitar mediante un muro impermeable bajo el vertedor y en los lados de la obra; si la construcción del muro es imposible o poco conveniente por razones económicas y/o técnicas, se puede recurrir a otros métodos de control, por ejemplo, colocar grava o telas de material sintético (llamadas geotextil) debajo de la estructura.

El diseño estructural de los vertedores debe considerar lo siguiente:

1. Estabilidad de la estructura ante el volteo y el deslizamiento.

2. Equilibrio en el fondo del foso disipador ante la sustentación.
3. Presiones actuantes sobre la estructura del vertedor y su cimentación.

Para los gaviones que contengan piedras, la masa de la malla es despreciable comparada con la del material de relleno. El empuje horizontal que actúa sobre la estructura está compuesto por las fuerzas debidas a las presiones hidrostáticas y del suelo. Las fuerzas de sustentación ejercidas sobre el vertedor, los escalones y la platea del foso disipador se deben incluir en el análisis.

Investigadores de la Universidad de Óregon (1984) han realizado ensayos con vertedores cuya cresta, vista en planta, tiene forma triangular, con el vértice orientado hacia aguas arriba o aguas abajo (ver fig 3.14a), y diferentes ángulos del vértice. A partir de pruebas de laboratorio y campo, ellos encontraron que se presenta socavación en el centro del canal cuando la cresta estaba orientada hacia aguas arriba, y se socavaba cada lado del canal con la otra orientación; en este último caso, había que proteger los lados del canal. La cresta triangular orientada hacia aguas arriba producía una socavación mucho mayor que la provocada con un vertedor con cresta recta, donde el foso disipador no es profundo sino somero y cubre todo el ancho del canal.

Cuando ocurren problemas de erosión a lo largo de un cauce, se requiere construir presas con vertedores o caídas de agua que sirvan para disminuir las pendientes y propiciar la sedimentación del material.

Sí se necesita más de un vertedor, el espaciamiento E entre las presas está dado por la ec 3.1, donde H es la carga de agua sobre el vertedor, en m, y se recomienda que dicha carga no sea mayor de 0.90 m; S_c es la pendiente original del cauce, y S_s la pendiente del agua sobre el vertedor, ambas en porcentaje.

Se aconseja proteger la cara aguas arriba del vertedor con un geotextil permeable; esta protección debe ser tan fina que evite el paso del material, pero con suficiente permeabilidad para que permita el paso del agua, si se cumple lo mencionado, se logra reducir el asentamiento y, por tanto, un posible daño a la estructura.

El vertedor de la presa se debe desplantar sobre una cimentación hecha con gaviones, para evitar que la erosión lo socave.

Cuando la presa se emplea para disminuir pendientes muy inclinadas, se recomienda construir un estanque de agua, aguas abajo de ésta, lo cual se logra al realizar otra presa de menor altura. En este caso, se deben proteger las orillas con gaviones para impedir la erosión lateral.

3.4 Aplicación

Para controlar la erosión de una cárcava, se requiere construir una presa de gaviones de 4 m de altura a partir del fondo del cauce y enterrada 1.0 m; el cauce arrastra arena gruesa mezclada con grava, tiene una pendiente longitudinal de 0.015, y conduce un gasto de 20 m³/s; el ancho de la cárcava es de 20 m (ver fig 3.15) y $n = 0.020$. Se propone usar un vertedor rectangular con longitud de 7.0 m, ubicado en el centro de la presa.

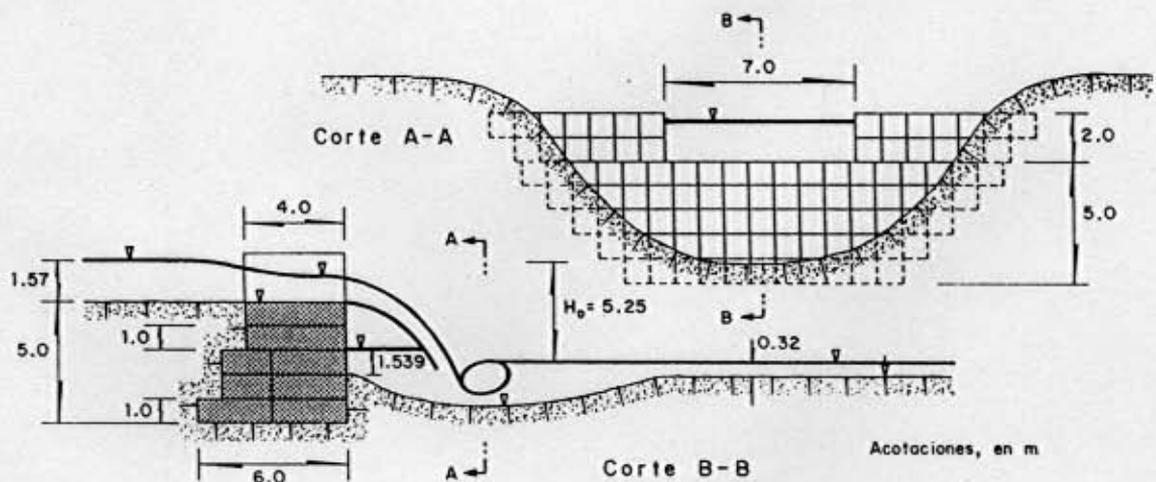


Fig 3.15 Esquema de una presa con tanque amortiguador sin revestir y sin contrapresa [5]

A. Diseño hidráulico

A.1 En la cárcava

a) Flujo uniforme

En el cálculo del tirante para flujo uniforme, se utilizan la fórmula de Manning (ec 2.1) y la de continuidad $Q = VA$. De esta manera se tiene que

$$\frac{Qn}{S^{1/2}} = AR_H^{2/3}$$

Al sustituir $Q = 20 \text{ m}^3/\text{s}$, $n = 0.020$ y $S = 0.015$ en la ecuación anterior, el término de la izquierda es igual a 3.266; con el término de la derecha, se obtienen, por aproximaciones sucesivas y considerando que la sección del cauce es rectangular con ancho $b = 20.0 \text{ m}$, un tirante para el flujo uniforme de 0.32 m y un área hidráulica de 6.4 m^2 . La velocidad del flujo V es de 3.125 m/s.

b). Flujo crítico

Con la ec 3.3, se determina el tirante para flujo crítico

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

Al sustituir $Q = 20 \text{ m}^3/\text{s}$, y $g = 9.81 \text{ m/s}^2$ en la ecuación anterior, el término de la izquierda es igual a 40.77; con el término de la derecha, se determinan, por aproximaciones sucesivas, y tomando en cuenta que la sección del cauce es rectangular con ancho $b = B = 20 \text{ m}$, un tirante para flujo crítico de 0.47 m y un área hidráulica de 9.34 m^2 . La velocidad crítica V_c es de 2.14 m/s.

El flujo en la cárcava está en régimen supercrítico al ser la velocidad del flujo, $V = 3.125$ m/s, mayor que la crítica, V_c de 2.14 m/s.

A. 2 Del vertedor

a) Carga hidráulica

Con la ec 3.2, se tiene que

$$H = \left[\frac{Q}{CL} \right]^{2/3}$$

Al considerar una longitud de cresta igual a 7.0 m, un gasto de 20 m³/s y un coeficiente de descarga de 1.45, se obtiene

$$H = \left[\frac{20}{1.45(7)} \right]^{2/3} = 1.57m$$

b) Bordo libre

Con fines constructivos, se puede tomar en cuenta un bordo libre de 0.43 m, para poder formar con gaviones de 1 m, la altura del vertedor de 2 m.

Si se llega a llenar la presa con el material erosionado de la cuenca, habrá que calcular el perfil hidráulico aguas arriba de dicha estructura, aplicando el teorema de Bernoulli, y así definir la sobrelevación de la presa con objeto de que el flujo se confine y su energía se disipe en el tanque.

A.3 Del tanque amortiguador

a) Características generales del flujo

En función del número de caída D_c definido por la ec 3.4 como

$$D_c = \frac{q^2}{gh_c^3}$$

con $L = 7$ m (determinada en el inciso A2), $Q = 20$ m³/s (dato), $h_c = 4$ m (dato) y $q = Q/L$, se tiene

$$D_c = \frac{\left(\frac{20}{7}\right)^2}{9.81(4)^3} = 0.013$$

Una vez calculado D_c la geometría del flujo en la estructura de caída L_d , Y_p , Y_1 y Y_2 , ecs 3.5 a 3.8 aplicables al caso particular de no erosión al pie de la obra (ver fig 3.10), sería

$$L_d = 4.30 h_c D_c^{0.27} = 4.30 (4) (0.013)^{0.27} = 5.325 \text{ m}$$

$$Y_p = 1.00 h_c D_c^{0.22} = 1.00 (4) (0.013)^{0.22} = 1.539 \text{ m}$$

$$Y_1 = 0.54 h_c D_c^{0.425} = 0.54 (4) (0.013)^{0.425} = 0.341 \text{ m}$$

$$Y_2 = 1.66 h_c D_c^{0.27} = 1.66 (4) (0.013)^{0.27} = 2.056 \text{ m}$$

En la fig 3.15 se muestran las características generales del flujo con tanque amortiguador sin revestir y sin contradique.

b) Socavación, sin contradique y sin revestimiento

La profundidad máxima de socavación definida con el criterio de Schoklitsch, está dada por la ec 3.9

$$Y_s = 4.75 \frac{H_0^{0.2} q^{0.57}}{D_{90}^{0.32}}$$

Al sustituir $H_o = 4.0 + 1.57 - 0.32 = 5.25$ m (de la fig 3.15), $q = (20/7) = 2.8571$ m³/s/m (calculado) y $D_{90} = 100$ mm (dato)

$$Y_s = 4.75 \frac{5.25^{0.2} 2.857^{0.57}}{100^{0.32}} = 2.758 \text{ m}$$

De acuerdo con el valor de Y_s obtenido, la socavación es considerable; por tanto, se requiere revestir el foso disipador de energía, o sea, construir un tanque amortiguador con un umbral en el extremo aguas abajo para que ahí se forme el remanso del flujo.

c) Elevación del contradique

Al establecer la ecuación de la energía (ec 3.12 a), entre la cresta vertedora de la estructura (sección central) y al pie de la misma, despreciando las pérdidas, se tiene que

$$h_c + Y_c + \frac{V_c^2}{2g} = Y_1 + \frac{V_1^2}{2g} + \sum h$$

Sobre la cresta del vertedor rectangular, se presenta un tirante igual a

$$Y_c = \sqrt{\frac{20^2}{9.81(7)^2}} = 0.941; V_c = 20/(7)0.941 = 3.038 \text{ m/s}; \frac{V_c^2}{2g} = 0.470 \text{ m}; h_c = 4.0 \text{ m}$$

Al sustituir los valores anteriores, el lado izquierdo de la ec 3.12a es igual a 5.411 m; mientras que el término de la derecha se cumple para $Y_1 = 0.098$ m y $V = 10.204$ m/s, considerando que la sección del cauce tiene 20 m de ancho.

El conjugado mayor Y_2 se determina a partir del conjugado menor con las ecs 3.11 a y b

$$\frac{Y_2}{Y_1} = \frac{1}{2} \left[(1 + 8Fr_1^2)^{0.5} - 1 \right]$$

$$Fr_1 = \frac{V_1}{\sqrt{gY_1}}$$

donde $V_1 = 10.407$ m/s, $g = 9.81$ m/s² y $Y_1 = 0.098$ m; así que $Fr_1 = 10.407$. Sustituyendo valores en la ec 3.11 a,

$$Y_2 = \frac{0.098}{2} \left[(1 + 8(10.407)^2)^{0.5} - 1 \right] = 1.394 \text{ m}$$

La altura del colchón estaría dada por la ec 3.10, es decir, $P = Y_2 - Y_b$; por tanto, $P = 1.394 - 0.32 = 1.074$ m. Para no profundizar el tanque, en la salida del mismo, se coloca un contradique que tenga una altura sobre el terreno natural de $P = Y_2 - Y_c = 1.394 - 0.47 = 0.924$ m (ver fig 3.16).

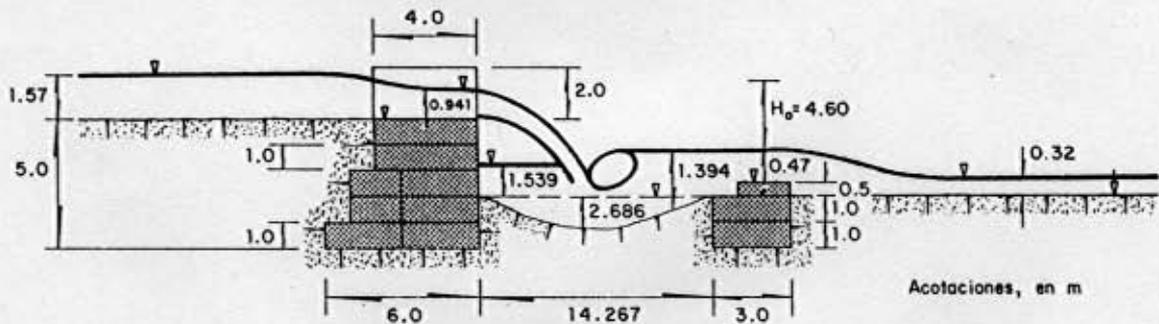


Fig 3.16 Esquema de una presa con tanque amortiguador y contrapresa [5]

d) Socavación con contradique y sin revestir

Con $H_0 = 4.00 + 1.57 - 0.47 - 0.50 = 4.60$ m (ver fig 3.16), $q = 2.8571$ m³/s/m (calculado), y $D_{90} = 100$ mm (dato), al sustituir en la ec 3.9 se llega a

$$E_w = \frac{1}{2} \gamma_w \frac{2h_1 + h_2 + h_3}{2} (h_2 + h_3)$$

Si $\gamma_w = 1000 \text{ kgf/m}^3$ (para agua limpia), $h_1 = 1.57 \text{ m}$, $h_2 = 3.00 \text{ m}$ y $h_3 = 2.00 \text{ m}$ (ver fig 3.18), al sustituir valores, se obtiene

$$E_w = \frac{1}{2} 1000 \frac{2(1.57) + 3.00 + 2.00}{2} (3.00 + 2.00) = 20\,350 \text{ kgf/m}$$

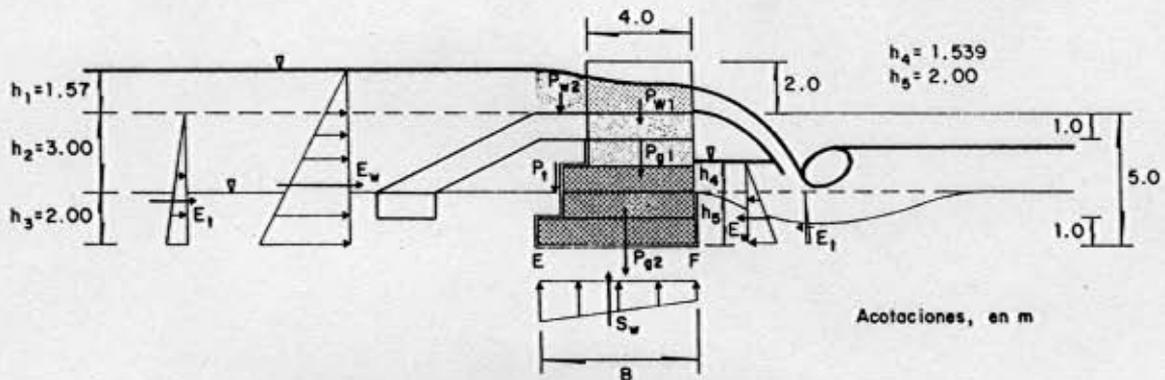


Fig 3.18 Fuerzas hidráulicas actuantes [5]

El punto de aplicación de este empuje se localiza de acuerdo con la ec 3.14 en

$$\bar{Y} = \frac{(h_2 + h_3)}{3} \left[\frac{2(h_1 + h_2 + h_3) + h_1}{2h_1 + h_2 + h_3} \right]$$

$$\bar{Y} = \frac{(3.0 + 2.0)}{3} \left[\frac{2(1.57 + 3.0 + 2.0) + 1.57}{2(1.57) + 3.0 + 2.0} \right]$$

$$\bar{Y} = 3.012 \text{ m}$$

El valor de \bar{Y} se mide por arriba del plano EF

b) Peso del agua sobre el vertedor

El peso del agua será igual al área del lugar geométrico (ver fig 3.18), multiplicada por el peso específico del agua γ_w , es decir,

$$P_{w1} = 0.94(4)1000 = 3760 \text{ kgf/m}$$

El punto de aplicación de este empuje se ubica, de acuerdo con la fig 3.18, a partir del punto F hacia arriba.

c) Peso del agua sobre los escalones

El peso del agua será igual al área definida por el lugar geométrico (ver fig 3.18), multiplicada por el peso específico del agua γ_w , es decir,

$$P_{w2} = 2(0.94)1000 = 1880 \text{ kgf/m}$$

El punto de aplicación de este empuje se localiza, según la fig 3.18, en el centroide del lugar geométrico que vale 5.00 m, medidos a partir del punto F hacia arriba.

d) Presión hidrostática aguas abajo

Para la condición de gasto máximo de diseño, la presión hidrostática aguas abajo se obtiene al aplicar la ec 3.16

$$E_w = \frac{1}{2} \gamma_w (h_4 + h_5)^2$$

Como $\gamma_w = 1\,000 \text{ kgf/m}^3$ (dato), $h_4 = 1.539 \text{ m}$ y $h_5 = 2.00 \text{ m}$ (ver fig 3.18), sustituyendo valores

$$E_w = \frac{1}{2}(1000)(3.539)^2 = 6.262.26 \text{ kgf/m}$$

El punto de aplicación de este empuje se ubica en el centroide del diagrama de presiones

$$\bar{Y} = \frac{h_4 + h_5}{3} = \frac{3.539}{3} = 1.18 \text{ m por arriba del plano EF.}$$

e) Subpresión del agua

El valor de la subpresión está dado por la ec 3.15

$$S_w = \frac{1}{2} \gamma_w \frac{h_1 + h_2 + h_3 + h_4 + h_5}{2} B$$

Para $\gamma_w = 1\,000 \text{ kgf/m}^3$, $h_1 = 1.57 \text{ m}$, $h_2 = 3.00 \text{ m}$, $h_3 = 2.00 \text{ m}$, $h_4 = 1.539 \text{ m}$, $h_5 = 2.00 \text{ m}$ y $B = 6.00 \text{ m}$ (ver fig 3.18), se tiene que

$$S_w = \frac{1}{2}(1000)(1.57 + 3.0 + 2.00 + 1.539 + 2.00)6.00 = 5054.5 \text{ kgf/m}$$

El punto de aplicación de este empuje se localiza, de acuerdo con la fig 3.18, en el centroide del diagrama trapecial de la presión, igual a 3.30 m medidos del punto F hacia la izquierda.

B.2 Análisis de estabilidad

El análisis de estabilidad de la presa de gaviones se realiza de manera análoga a la que se describe en el capítulo 5 para el caso particular de los muros de retención, al tomar en

cuenta las fuerzas hidráulicas actuantes obtenidas en el subcap 3.4, B.1 y el empuje activo del terreno, tanto aguas arriba como aguas abajo de la presa, y el peso de la estructura (ver fig 3.14a).

3.5 Referencias

1. Bankhmeteff, A and Feodoroff, V, "Discussion of energy loss at te base of the overall", by Moore, W, Transaction American Society of Civil Engineers, vol 108 (1943), 1364-1373.
2. Camargo, J, Franco, V y Guido, S, Socavación al pie de las cubetas de lanzamiento. Formulación teórica, Proyecto 1318, Instituto de Ingeniería, UNAM, México, D.F. (1992).
3. Chow, V T, Open Channel Hydraulics, McGraw Hill, New York (1959).
4. Chow, V T, "Hidraulic determination of waterway areas for the design of drainage structures in small drainage basins", Bulletin No. 462, University of Illinois (1962).
5. Maccaferri Gabioes Do Brasil LTDA, "Diques Flexibles" (1981).
6. Gaviones Lemac, S.A., "Principales características y aplicaciones del Gavión Lemac", México.
7. Klingeman, P et al, "Streambank erosion protection and channel scour manipulation using rockfill dikes and gabions", Water Resources Research Institute, Oregon State University, USA (Sep 1984).
8. Comisión Federal de Electricidad, "Cap A.2.11 Hidráulica fluvial", Manual de Diseño de Obras Civiles, México, D.F. (1981).
9. Moore, L, "Energy loss at the base of a free overall", Transaction American Society of Civil Engineers, vol 108 (1943), 1343-1360.
10. Rand, W, "Flow geometry at straight drop spillways", Proceedings American Society of Civil Engineers, vol 81, paper 791, (Sep 1955), 1-13.

11. Secretaría de Obras Públicas, "Gaviones metálicos", Departamento de Antioquía, Colombia.
12. Springall, R, Drenaje en cuencas pequeñas, Series del Instituto de Ingeniería, UNAM, No. 143, México, D.F. (1967).
13. Velasco, O, "Presas de derivación", Plan Nacional de Obras Hidráulicas para el Desarrollo Rural, Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos (SARH), México, D.F. (Nov 1976).

4. ESTABILIDAD Y RECTIFICACIÓN DE CAUCES

4.1 Introducción

Para evitar o reducir la erosión lateral que se presenta en las márgenes de los ríos, y con mayor frecuencia en las orillas exteriores de las curvas, se pueden utilizar, por ejemplo, espigones y recubrimientos marginales (ver fig 4.1).

Algunas diferencias entre estos dos tipos de obras consisten en que los recubrimientos marginales eliminan por completo los corrimientos laterales de las orillas, tanto en tramos rectos como en las curvas más forzadas, o fijan totalmente las márgenes; mientras que los espigones, enseguida de su construcción, permiten que la orilla entre ellos se pueda erosionar de manera ligera. Por otro lado, los recubrimientos marginales son más costosos y requieren mayor cuidado en su proyecto y construcción. Además, la falla de una parte del recubrimiento marginal se puede extender y destruir toda la obra, sobre todo si la avenida dura varios días. En cambio, uno o dos espigones socavados en sus extremos o destruidos o

separados de la margen no impiden el funcionamiento de la obra en su conjunto. Por último, el costo del mantenimiento de los espigones disminuye con el tiempo.

Las principales desventajas de los espigones son que éstos disminuyen el área hidráulica, aumentan la rugosidad de las orillas y no se pueden utilizar en curvas con radio de curvatura muy reducido (forzado).

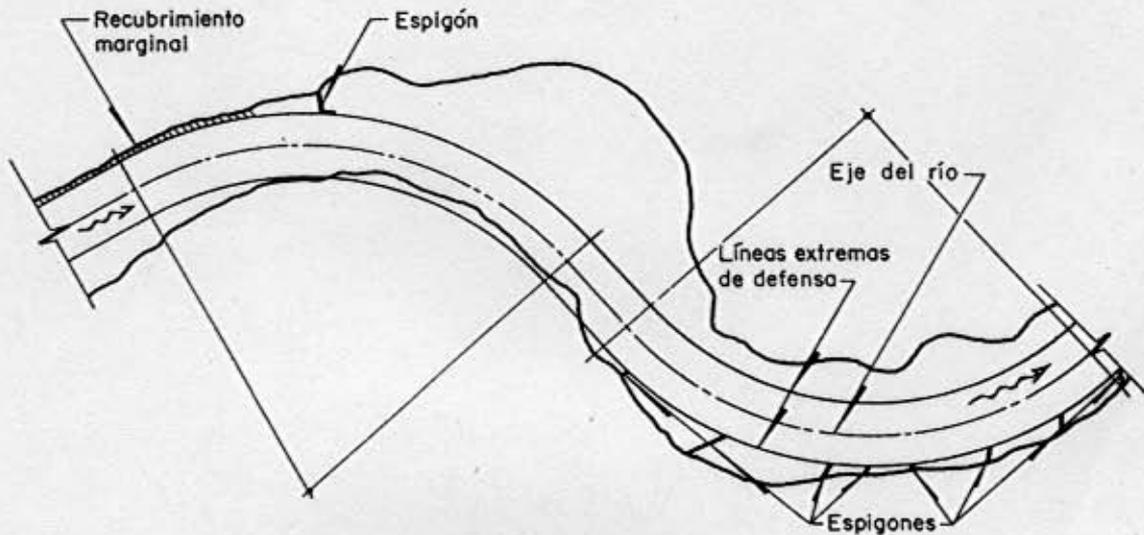


Fig 4.1 Obras de protección marginal [7]

4.2 Espigones

Los espigones son estructuras interpuestas en la corriente, que tienen uno de sus extremos unido a la margen. Sirven para alejar de la orilla las líneas de flujo con alta velocidad y evitar así que el material de la margen pueda ser transportado y ésta se erosione. Además, los espigones facilitan que el sedimento se deposite entre éstos, con lo cual se logra una protección adicional de la orilla.

4.2.1 Datos para diseño

Los datos necesarios para dimensionar los espigones son: la topografía y la batimetría del río en la zona por proteger; las secciones transversales a lo largo de las orillas que serán

preservadas; las características hidráulicas de la corriente, por ejemplo: el gasto dominante y el asociado a un periodo de retorno entre 50 y 100 años, la elevación de la superficie del agua correspondiente a estos gastos, así como las velocidades medias de los escurrimientos y la velocidad del flujo a lo largo de las márgenes que tendrán protección; la granulometría y el peso específico de los materiales del fondo y orillas del cauce; y finalmente, los materiales de construcción disponibles.

4.2.2 Recomendaciones de diseño

A continuación, se comentan algunas de las características más importantes para diseñar una protección a base de espigones; tales aspectos se relacionan e influyen entre ellos.

a) Localización en planta

Al ubicar una obra de defensa, ya sea respecto a la orilla actual o a una nueva margen (al hacer una rectificación), se requiere trazar en planta el eje del río y delinear en las orillas una frontera, generalmente paralela a dicho eje, a la cual llegará uno de los extremos de los espigones (ver figs 4.2 y 4.3). La longitud de cada espigón estará dada por la distancia entre la orilla real y esa línea fronteriza.

La separación entre las nuevas orillas de defensa podrá ser igual al ancho estable del río, considerando el cambio de pendiente si se rectificó el río o éste va a ser navegable. Analíticamente, el ancho estable se obtiene en función del gasto dominante, las características físicas del material del fondo y orillas, y la pendiente del río; para realizar esto, se utilizan los métodos descritos en el capítulo 2 de este Manual.

Cuando se trata de rectificar un tramo de río o defender sus curvas y las márgenes son arenosas o ligeramente limosas, los radios de curvaturas r , medidos hasta el eje del río, deben estar comprendidos entre los límites siguientes

$$2B \leq r \leq 8B$$

(4.1)

donde B es el ancho medio de la superficie libre en los tramos rectos, en m.

Con la recomendación anterior, las mayores profundidades siempre se encuentran cerca de la orilla exterior de la curva y en ésta no se formen islas o bancos de arena.

Al proteger con espigones una curva de un río, las márgenes de las curvas situadas aguas arriba no deberán ser erosionadas y la corriente debe seguir incidiendo sobre la margen protegida.

Si esto último no ocurre, con el tiempo el río escurrirá por otro sitio, abandonando completamente los espigones que fueron colocados. Por ello en ríos de planicie que son divagantes o sufren erosión constante en sus curvas, se deben proteger tramos completos de río (ver fig 4.4).

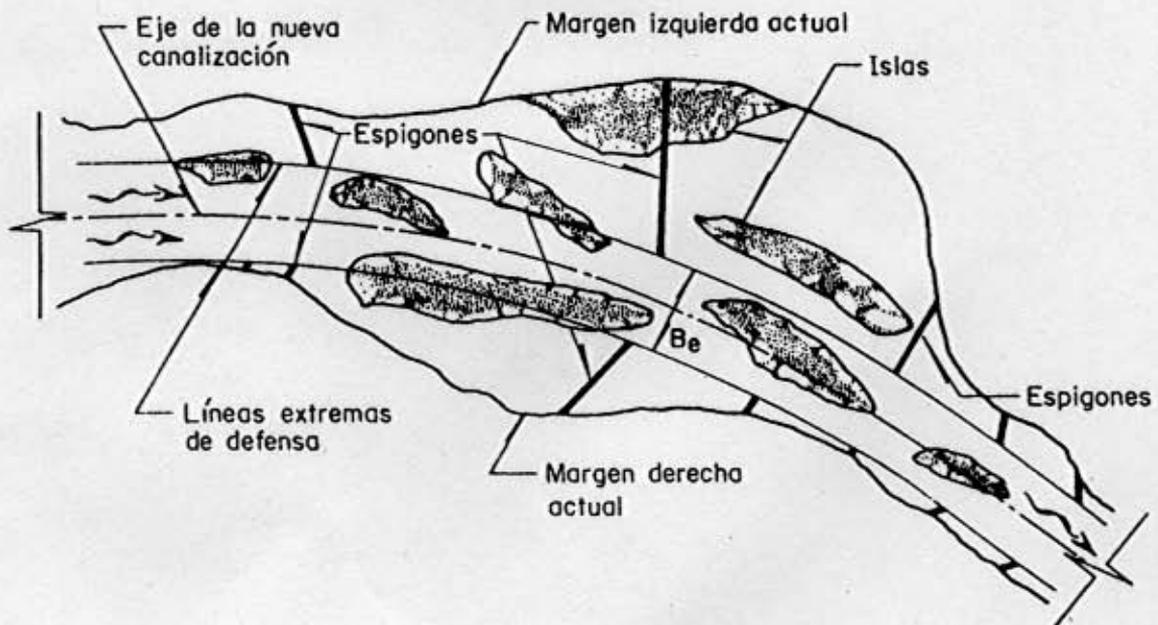


Fig 4.2 Trazo del eje del río y líneas extremas de defensa en una rectificación [7]

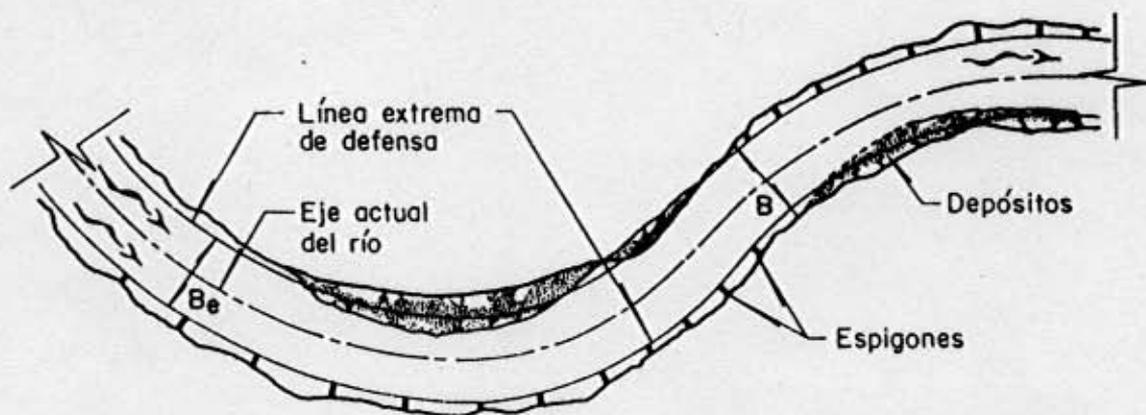


Fig 4.3 Trazo del eje del río y líneas extremas de defensa para proteger las márgenes actuales [7]

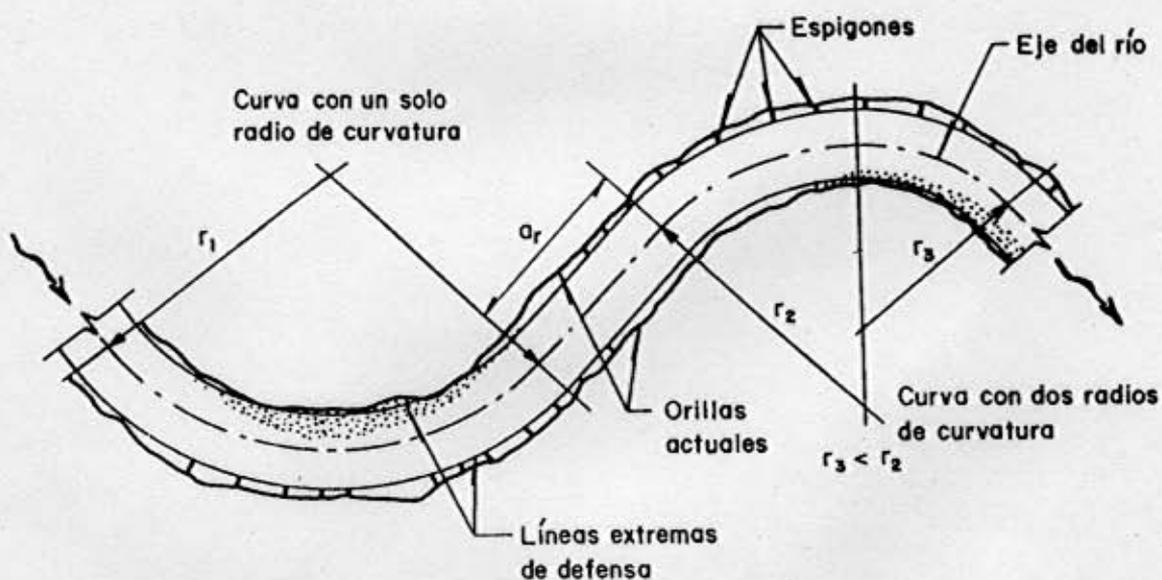


Fig 4.4 Eje del río y radios de curvatura [7]

b) Longitud de los espigones

La longitud total de un espigón, L , se divide en dos: la longitud de anclaje o empotramiento, L_e , y la de trabajo, L_t . La primera inicialmente está dentro de la margen y la segunda se halla dentro de la corriente (ver fig 4.5).

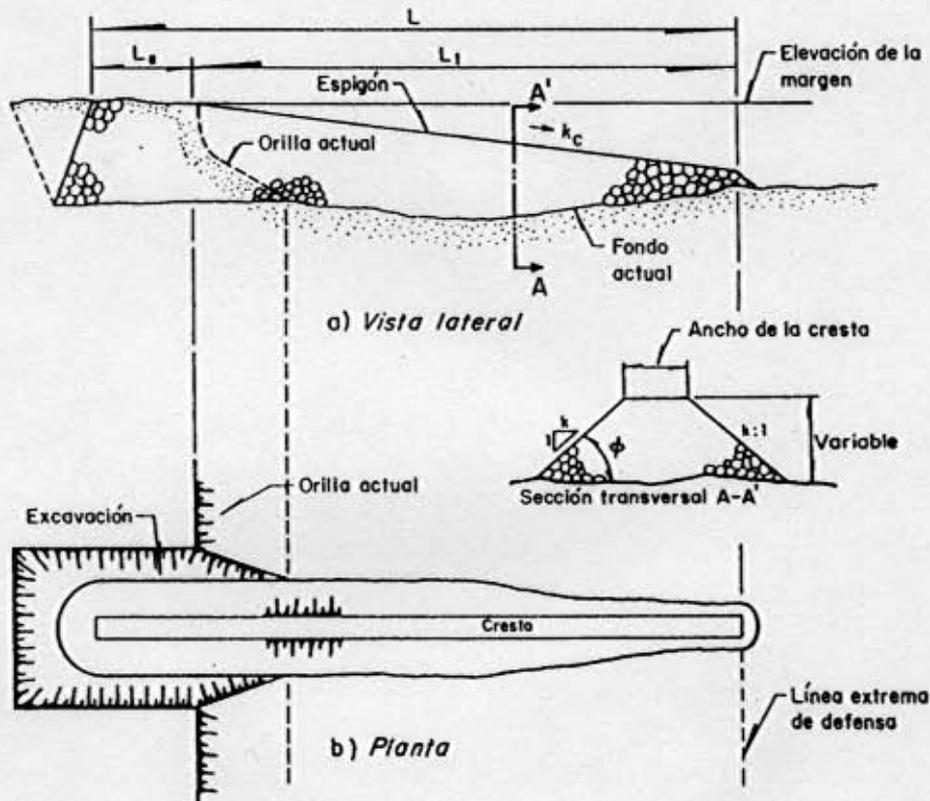


Fig 4.5 Espigón empotrado [7]

$$L = L_t + L_e \quad (4.2)$$

La longitud de trabajo L_t normalmente debe estar comprendida entre los límites siguientes:

$$d \leq L_t \leq B/4 \quad (4.3)$$

donde d es el tirante del río asociado al gasto dominante. En los ríos de planicie, d representa la distancia vertical entre las elevaciones de la margen y del fondo del río.

Los espigones se pueden construir sin tener longitud de anclaje, es decir, sin que penetren en la margen, por tanto, $L_e = 0$ (ver fig 4.6). La máxima longitud de anclaje recomendada es igual a un cuarto de la longitud de trabajo, $0.25 L_t$; el empotramiento sólo se justifica cuando no se puede permitir que falle ninguno de los espigones, por ejemplo, al haber una población en la margen que se desea proteger. Si el procedimiento constructivo es costoso, conviene reducir la separación entre los espigones.

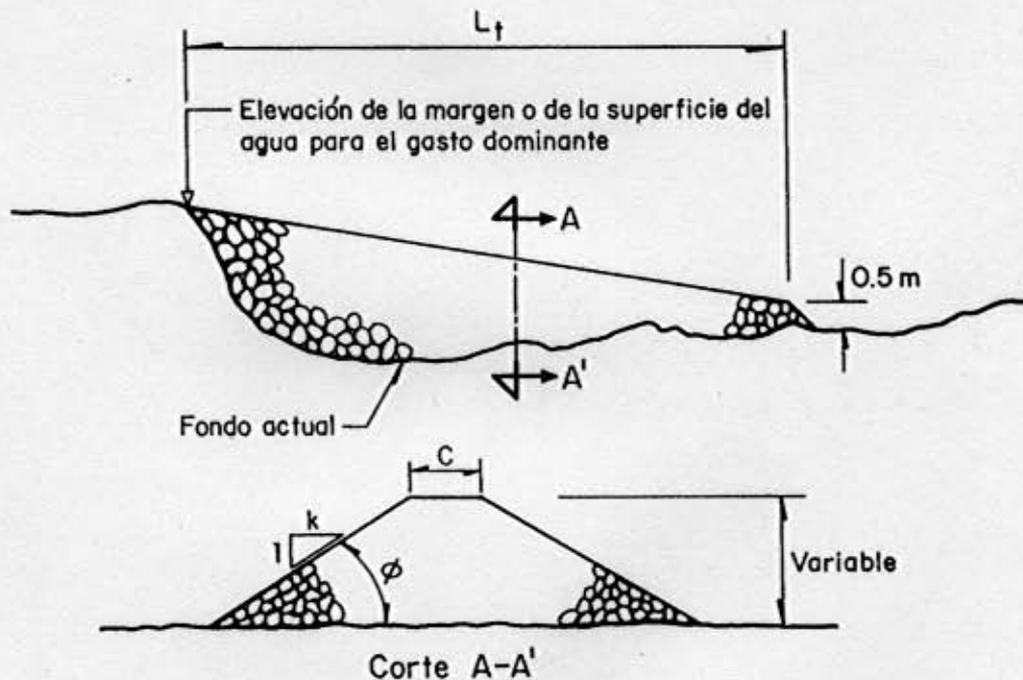


Fig 4.6 Espigón apoyado en la margen, en ríos de planicie [7]

c) Forma de los espigones en planta

Dicha forma puede ser recta, curvada hacia aguas arriba o abajo, en L con el brazo dirigido hacia aguas arriba o abajo y en T (ver fig 4.7). Los espigones más usuales son los rectos por

su fácil construcción y por ser más económicos. Los espigones en forma de L o T son los más costosos, ya que su parte extrema se debe construir en la zona más profunda del río.

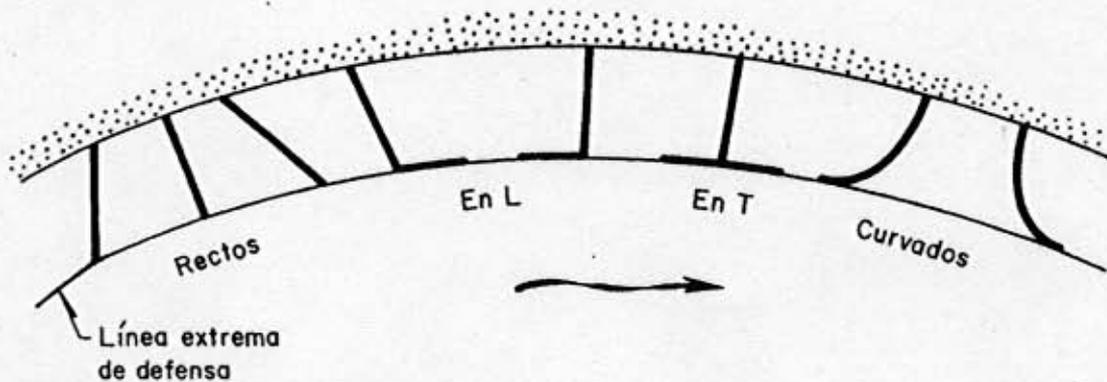


Fig 4.7 Forma de los espigones en planta [7]

Cuando el fondo del cauce es gradual o bien hay tramos rectos, se recomienda usar espigones rectos y cortos; en cambio, los que tienen forma de T son más convenientes para cauces angostos. Generalmente, un diseño que utiliza el tipo recto debe proporcionar una adecuada protección de las orillas y producir sedimentación entre los espigones.

d) Separación entre espigones

La distancia entre espigones se mide en la orilla entre el punto de arranque de cada una de estas estructuras y depende de la longitud y orientación del espigón de aguas arriba, así como de la configuración de la margen.

Para calcular el espaciamiento entre dos espigones, se toma en cuenta la expansión teórica que sufre la corriente al pasar frente al extremo del espigón (ver fig 4.8). Normalmente, se considera que el ángulo de expansión β varía entre 9 y 11°.

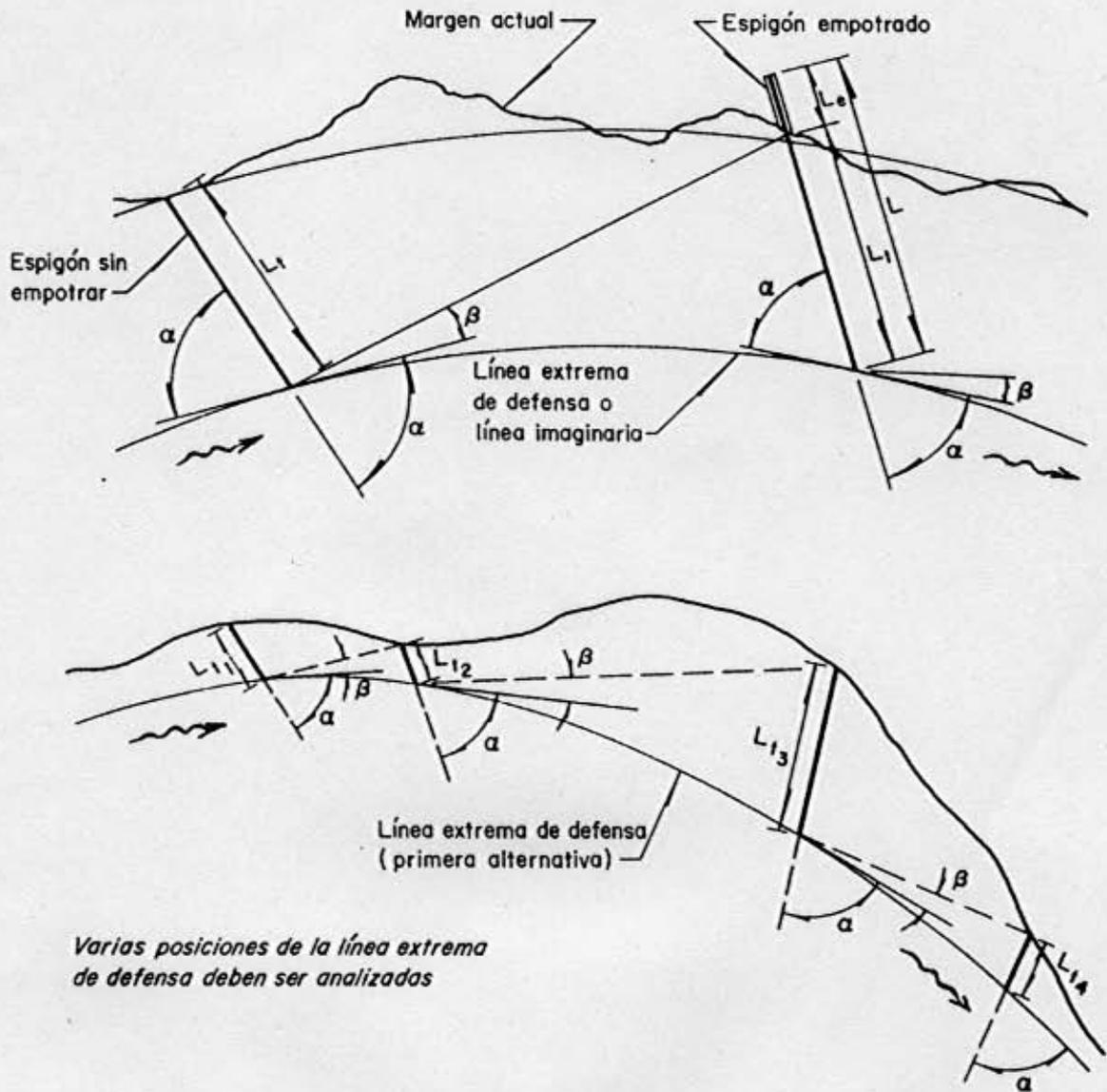


Fig. 4.8 Método para obtener el espaciamiento entre espigones [7]

Los espigones trabajan menos eficientemente y su costo es mayor si están muy cerca uno del otro. En la tabla 4.1, se incluyen recomendaciones para la relación que debe haber entre la separación y la longitud de los espigones.

**TABLA 4.1 VALORES RECOMENDADOS PARA LA RELACIÓN
ENTRE SEPARACIÓN Y LONGITUD DE ESPIGONES,
SEGÚN KLINGEMAN *ET AL* [5]**

| Separación Longitud | Tipo de orilla | Referencia | Observaciones |
|--------------------------------|---------------------------|---|--|
| 1 | Cóncava | United Nations, 1953 | Práctica general |
| 2 a 2.5 | Convexa | United Nations, 1953 | Práctica general |
| 1 | Cóncava | Bendegom (Samide and Beckstead, 1975) | |
| 2 a 2.5 | Convexa | Bendegom (Samide and Beckstead, 1975) | |
| 1.5 | | Mathes, 1956 | |
| 1.5 | Cóncava | Los Angeles, District, 1980 | Bordo protegido con enrocamiento |
| 2.0 | Recta | Los Angeles, District, 1980 | |
| 2.5 | Convexa | Los Angeles, District, 1980 | |
| 2 | | U S Army (Samide and Beckstead, 1975) | Típica para el río Mississippi |
| 2 a 2.5 | | Central Board of Irrigation and Power, 1971 | |
| 2 | | Neill, 1973 | Dos o más espigones |
| 4 | | Neill, 1973 | |
| 2 a 4 | Curva | Álvarez | |
| 5.1 a 6 | Recta | Álvarez | |
| 3 | Cóncava | Grant, 1948 | La variación depende de la curvatura |
| 3 a 4 | | Acheson, 1968 | |
| 3 a 5 | | Strom, 1962 | |
| 4.29 | Recta | Ahmad, 1951 | |
| 5 | Curva | Ahmad, 1951 | |
| 4 a 6 | Cóncava | Richardson and Simons, 1973 | La orilla puede requerir enrocamiento |

d.1 Separación en tramos rectos

Para el espaciamiento entre espigones en un tramo recto, con la línea extrema de defensa y la margen paralelas y sin empotramiento en la orilla, se recomienda

| ÁNGULO | SEPARACIÓN, S_s | |
|-----------|-------------------|-------|
| 70° a 90° | (4.5 a 5.5) L_T | |
| 60° | (5 a 6) L_T | (4.4) |

d.2 Separación en curvas

El espaciamiento entre espigones ubicados en las márgenes exteriores de las curvas regulares, con un radio único de curvatura, puede variar entre los límites

$$S_c = (2.5 \text{ a } 4)L_t \quad (4.5)$$

Cuando la margen es irregular, la separación entre espigones se debe obtener de manera gráfica como se indica en la fig 4.8. Al mismo tiempo, las longitudes y ángulos de orientación correspondientes quedan establecidos.

e) Separación y longitud de los primeros espigones

Al proyectar la defensa marginal de un tramo de río, los primeros espigones de aguas arriba se diseñan según se muestra en la fig 4.9. Para ello, en el tramo recto aguas arriba de la primera curva, la línea extrema de defensa que se une con la margen hacia aguas arriba forma un ángulo γ , que varía entre 8 y 10°. La localización, longitud y espaciamiento de estas estructuras se obtienen con las recomendaciones explicadas en el inciso d.

f) Pendiente longitudinal, elevación y ancho de la cresta de los espigones

Los espigones pueden tener pendiente horizontal o una hacia el centro del río con valor hasta de 0.25. Los de cresta horizontal se construyen cuando se desea reducir artificialmente el ancho del río; los de pendiente longitudinal, si se quiere proteger una margen o rectificar un tramo de río (ver figs 4.6 y 4.10).

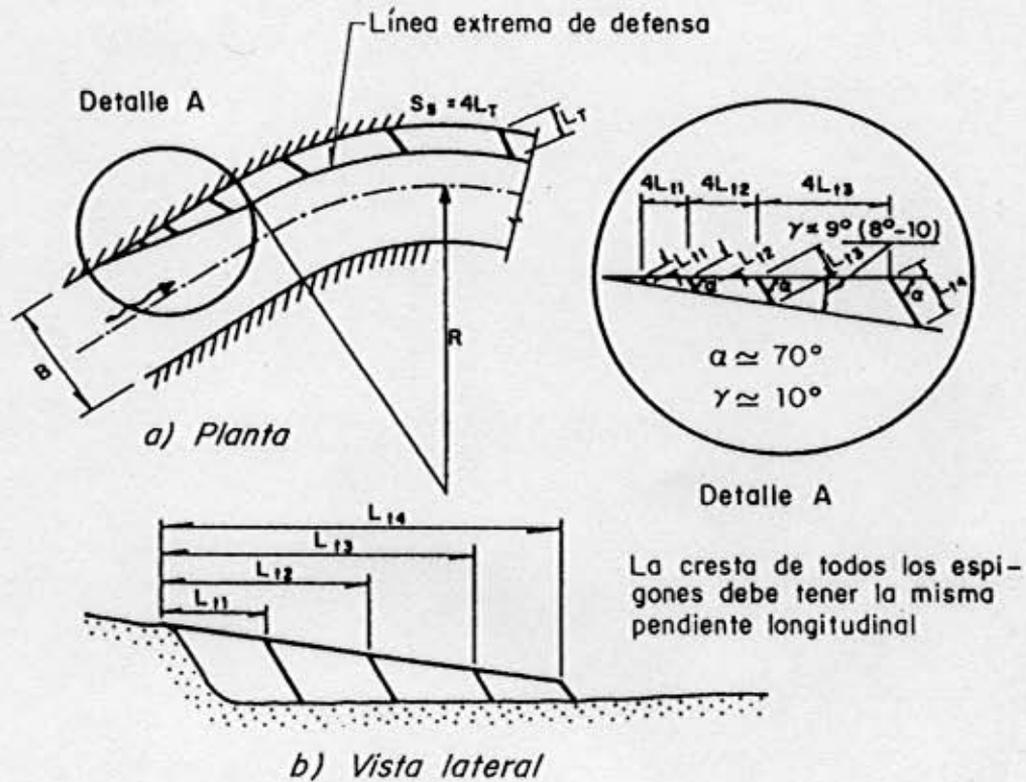


Fig 4.9 Diseño de los primeros espigones en una obra de protección [7]

La elevación del punto de arranque de un espigón será igual a la cota de la margen en ríos de planicie; para ríos en zonas intermedias o de montaña, dicha elevación será igual a la cota del agua que corresponda al gasto dominante. El extremo dentro del cauce deberá tener alturas máximas de 50 cm sobre el fondo actual o la elevación del agua durante el momento de la construcción; ésta se debe efectuar en la época del estiaje.

El ancho de la corona depende de los materiales y el procedimiento empleados para construir los espigones.

g) Orientación de los espigones

Estas estructuras pueden estar orientadas hacia aguas abajo o arriba, o bien ser normales a la dirección del flujo. La orientación de los espigones se mide por el ángulo que forma el

eje longitudinal de los mismos con respecto a la tangente trazada a la línea extrema de defensa en el punto de unión con el espigón, medido hacia aguas abajo (ver fig 4.8). Cada orientación tiene una influencia diferente sobre la corriente y, por tanto, un efecto distinto sobre la socavación y depósito de material alrededor del espigón. Se ha observado que los espigones dirigidos hacia aguas arriba producen más depósito de sedimento en la orilla aguas abajo que los orientados a 90° con respecto al flujo. Los espigones normales al flujo sólo protegen áreas pequeñas, mientras que los dirigidos hacia aguas arriba resisten mejor el poder erosivo de la corriente, esto se basa en las observaciones realizadas en laboratorio por Samide y Beckstead (1975). Sin embargo, Franco (1967) indica que el espigón orientado hacia aguas abajo presenta un mejor comportamiento respecto a la socavación, el depósito, el tirante del canal y el alineamiento y que el dirigido hacia aguas arriba produce más disturbios en el flujo, este investigador encontró estos resultados en pruebas de laboratorio. En la tabla 4.2, se proporcionan recomendaciones para dar la mejor orientación al espigón.

En un tramo recto seguido de una curva regular, conviene que los espigones formen un ángulo α de 70° con la dirección de la corriente; si la curva es irregular e incluso si tiene un radio de curvatura menor de $2.5 B$, los ángulos de orientación serán menores de 70° y pueden alcanzar valores hasta de unos 30°

El espigón no debe provocar cambios bruscos en la dirección de la corriente, sino desviarla gradualmente hacia el sitio en estudio. Los espigones se deben colocar antes del punto donde la corriente empieza a salirse del curso deseado. Si el primer espigón se ubica aguas abajo del inicio de la socavación, dicha estructura provoca que la corriente haga un camino por el extremo del mismo espigón y, como consecuencia, se ocasione su destrucción.

h) Permeabilidad de los espigones. Materiales de construcción

Los espigones pueden ser impermeables o permeables: los primeros alejan de la orilla las líneas de corriente con alta velocidad, mientras que los segundos reducen la velocidad del flujo abajo de su límite erosivo y con ello provocan el depósito de material.

TABLA 4.2 ÁNGULO ENTRE EL ESPIGÓN Y LA ORILLA, SEGÚN KLINGMAN *ET AL* [5]

| ÁNGULO RECOMENDADO ENTRE EL ESPIGÓN Y LA ORILLA, EN GRADOS | REFERENCIA |
|--|---|
| 100 a 120 | United Nations, 1953 |
| 100 a 120 | Central Board of Irrigation and Power, 1971 |
| 100 a 110 | Mamak, 1964 |
| 100 a 110 (orilla convexa) 100 o menos (orilla cóncava) | Samide and Beckstead, 1975 Samide and Beckstead, 1975 |
| 90 | U S Army Corps of Engineers, 1983 |
| 90 | Richardson and Simons, 1973 |
| 90 | U S Army Corps of Engineers, Memphis and Vicksburg Districts |
| 90 o aguas abajo | U S Army Corps of Engineers, 1970 |
| 90 o aguas abajo | Missouri River |
| 75 a 90 | Red River, Arkansas River |
| 70 a 90 (30 para curvas cerradas) | Álvarez, México |
| 75 | U S Army Corps of Engineers, Los Angeles, District, 1980 |
| Aguas abajo | Franco, 1967 |
| Aguas abajo | Lindner, 1969 |

* Medido entre la línea de orilla aguas abajo y el eje del espigón

Los espigones se pueden construir con gran variedad de materiales, por ejemplo: tabla-estacados de madera o concreto, troncos de árboles y ramas, elementos prefabricados de mortero o concreto, de acero y alambre, y con gaviones.

i) Socavación local al pie de espigones

Dicha socavación es importante durante la construcción de los espigones (ver fig 4.11), cuando esto se hace con elementos sujetos entre si (bolsas, piedras, gaviones, etc). Cuando la velocidad es mayor de 50 cm/s, conviene recubrir el fondo sobre el que descansará el espigón con una capa de piedra de unos 30 cm de espesor, y después construir el espigón de la orilla hacia el centro del cauce (ver figs 4.10 y 4.12). Esto necesariamente se tendrá que realizar desde barcazas.

Para obtener la socavación al pie del extremo de un espigón, se utiliza la fórmula obtenida por Maza al emplear los datos y el criterio de Latuischenkov

$$Y_s = 0.855d_0 \left[4.17 + Ln \frac{Q_1}{Q} \right] e^{(0.0028\alpha - 0.24k)} \quad (4.6)$$

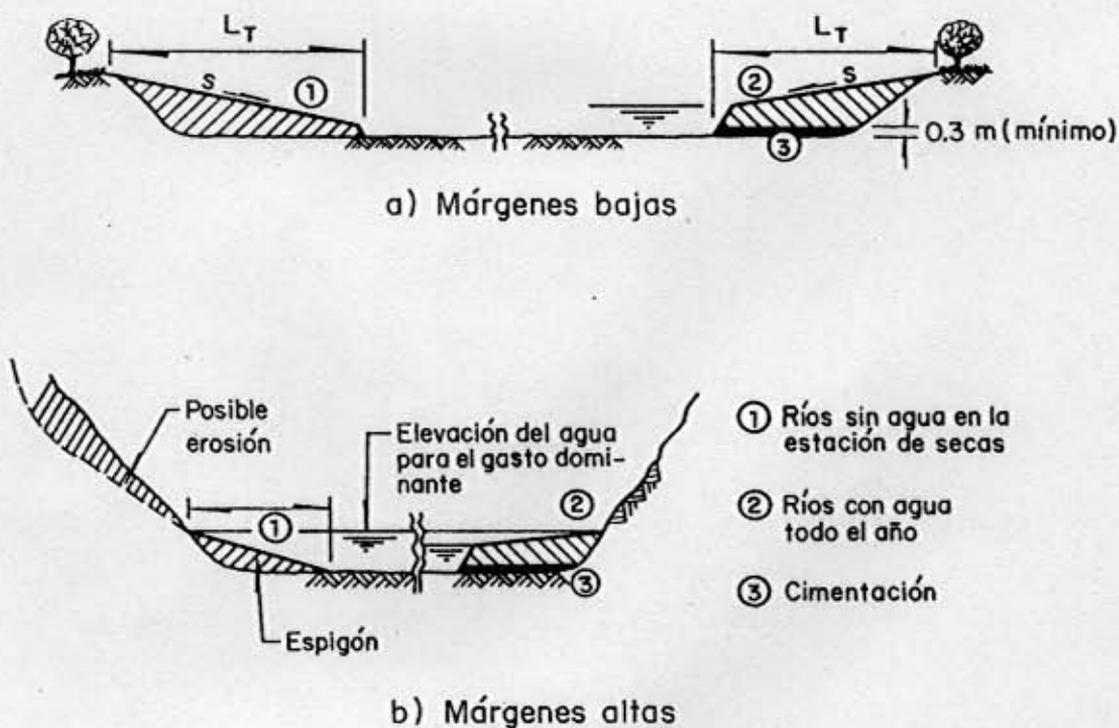


Fig 4.10 Construcción de espigones en función de la altura de las márgenes [7]

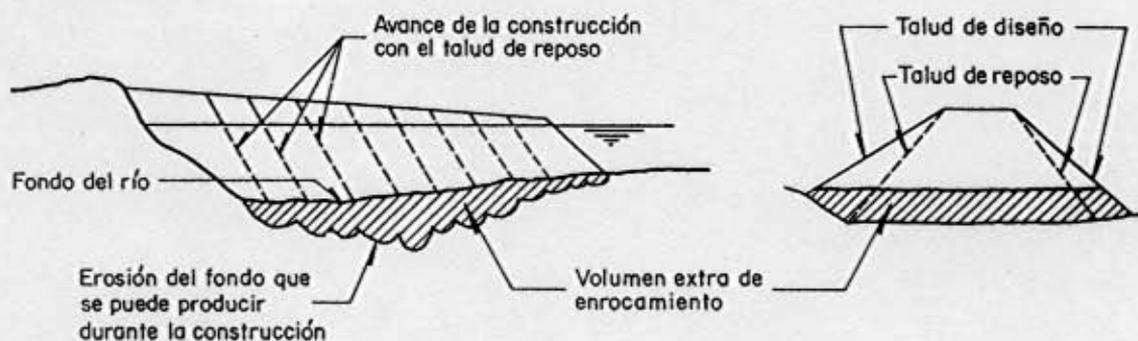


Fig 4.11 Erosión del fondo durante la construcción [7]

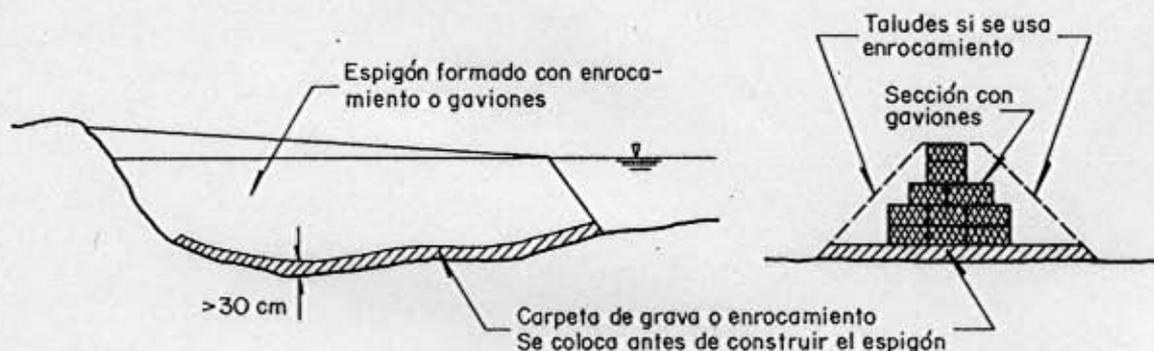


Fig 4.12 Forma de evitar la erosión durante la construcción

donde Y_s es la erosión máxima en el extremo del espigón, medida desde la superficie libre del agua hasta el fondo de la socavación, la cual está asociada al gasto Q . La profundidad del flujo d_0 corresponde a la zona cercana al extremo del espigón y no afectada por la erosión. Las variables α y k representan la orientación y el talud del extremo del espigón, respectivamente. El gasto teórico Q_1 que podría pasar por la zona ocupada por el espigón se obtiene al calcular el gasto unitario $q = Q/D$ y multiplicarlo por la longitud del espigón proyectada en un plano perpendicular a la dirección del flujo. Para el cálculo de la socavación, se usa el gasto Q que tiene un periodo de retorno entre 25 y 50 años y es mayor que el dominante.

La profundidad de socavación para un espigón hecho con gaviones se puede obtener mediante diferentes fórmulas como las mostradas en la tabla I que se incluye en Klingman *et al.* La flexibilidad del gavión ayuda a mantener la seguridad de la estructura si se presenta una socavación mayor que la calculada; en cambio, un espigón de enrocamiento es más vulnerable en esa circunstancia.

4.2.3 Estabilidad de la estructura de gaviones

En aquellos lugares donde no hay rocas o éstas se encuentran a grandes distancias, una alternativa viable es utilizar gaviones de medidas variables, adecuadas al proyecto, dispuestos en una o varias hiladas según sea la altura que debe guardar el espigón.

Las diferentes secciones transversales de un espigón se proyectarán de acuerdo con el empuje del agua que esa estructura deberá soportar (ver subinciso 3.2.2.3 para el análisis de estabilidad); además, en las secciones sumergidas, se considerará la fuerza de tracción de la corriente para el gasto máximo de diseño. En la fig 4.13, se muestra la geometría en planta de un espigón.

4.2.4 Observaciones

El espigón construido con gaviones tiende a ser más pequeño que el de enrocamiento. La finalidad de los espigones es desviar la dirección del flujo, lo cual provoca socavación a lo largo de las líneas de corriente definidas y, como consecuencia, se incrementa la profundidad del cauce; esto último resulta útil cuando se desea que el río sea navegable. Los espigones de gaviones son semimpermeables pues primero desvían la corriente y luego reducen la velocidad de la misma; además tienen la suficiente capacidad de deformación estructural. El acumulamiento de limo alrededor y dentro de los espigones ayuda a que se desarrolle vegetación, lo cual permite que estas estructuras se consoliden dentro de la nueva orilla y favorezcan el control de la erosión.

Si el escurrimiento amenaza con llegar a la orilla donde está empotrado el espigón, se debe proporcionar una pequeña protección marginal a ambos lados de dicha estructura.

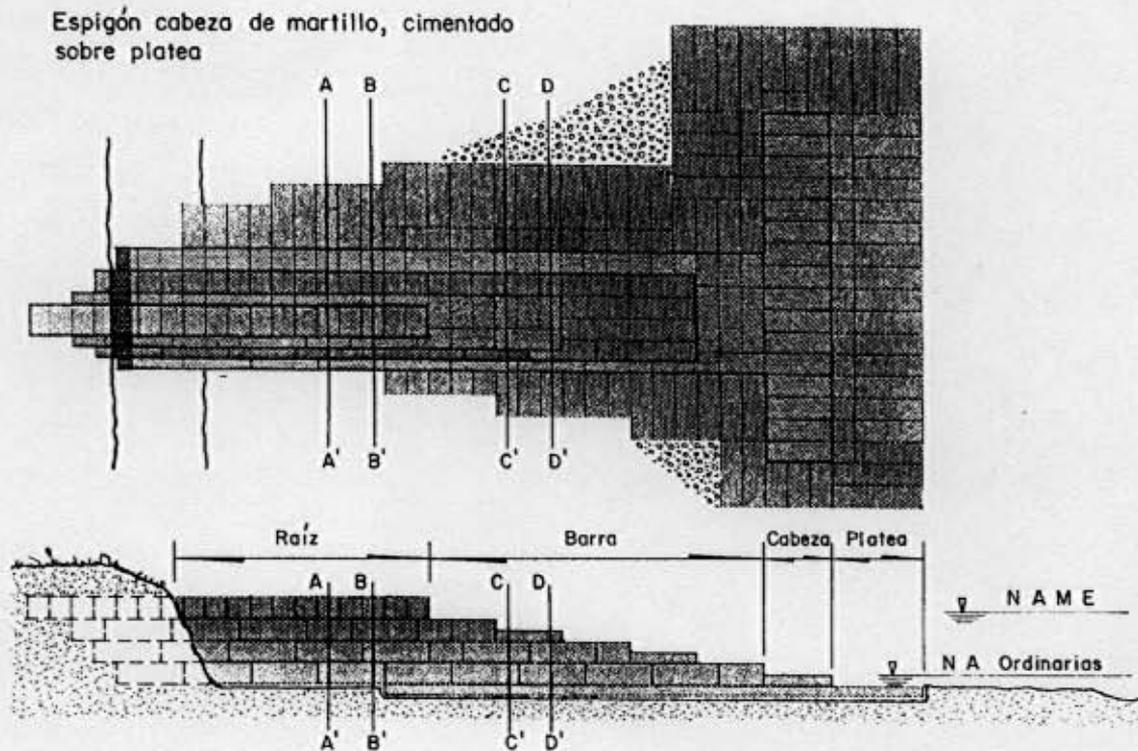
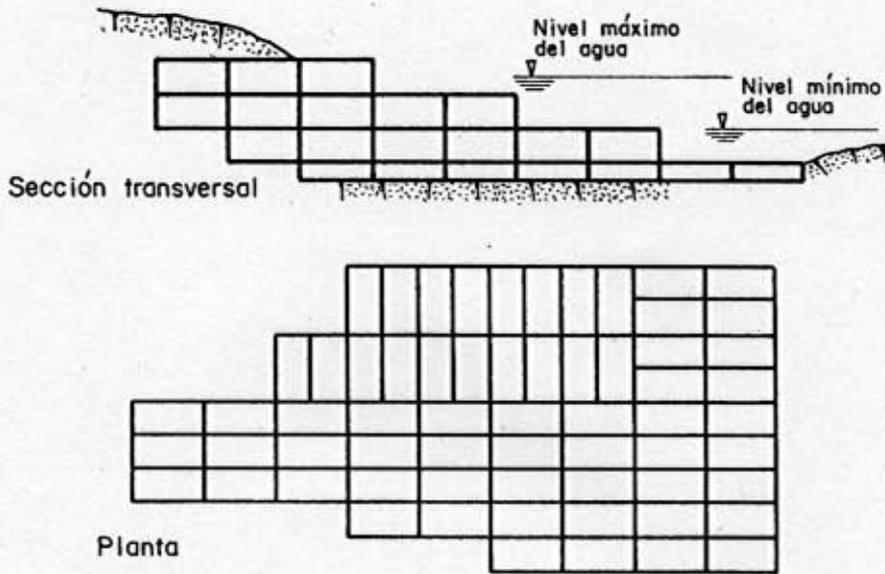


Fig 4.13 Disposición de los elementos que forman un espigón de gaviones [3]

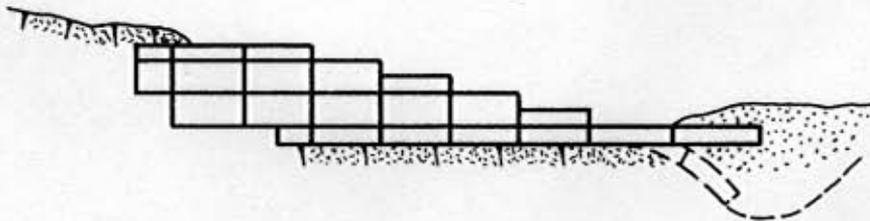
El espigón de gaviones no requiere una excavación previa para colocarlo. Cuando se espera tener una socavación grande, se puede hacer una excavación chica para minimizar el tamaño del asentamiento diferencial. Esta clase de espigón se puede ubicar directamente sobre el fondo del cauce o bien sobre una losa formada con un gavión tipo colchoneta.

Por otra parte, si el fondo del cauce no está compuesto por rocas o piedras grandes, se emplea una platea de protección constituida por una colchoneta (ver fig 4.14); dicha platea puede ser eliminada cuando el espigón es pequeño (1 o 2 m de altura y hasta 5 m de ancho). Los gaviones que forman la colchoneta son planos, se colocan sobre el lecho del río, están rellenos con material de 10 a 20 cm de diámetro y se alambran unos con otros. La flexibilidad de la colchoneta asegura que ésta siga la forma de la socavación que se presenta en la punta del espigón (ver fig 4.14). La colchoneta puede ser delgada, por ejemplo: de 0.5 m o menos, pero con el peso suficiente para conservarla sobre el fondo, y lograr que resista el arrastre producido por la corriente, así como cualquier tendencia a

levantarse. La longitud de la platea depende de la socavación esperada; la experiencia ha mostrado que dicha longitud puede variar entre 1.8 y 6.0 m.



a) Espigón formado por gaviones y platea con colchoneta



b) Comportamiento de la platea

Fig 4.14 Espigón con platea [5]

La colchoneta de protección, para que sea adecuada, se debe extender hasta que alcance la máxima socavación que se considere posible. La colocación de la colchoneta no requiere

una preparación previa, sólo basta con alisar un poco la superficie mediante tractor; en caso de que el tirante de agua sea notable, se arman los gaviones y se acomodan con ayuda de una grúa.

No se recomienda construir un único espigón, pues esto ocasiona la presencia de remolinos que sólo provocan problemas; se ha encontrado que el sistema útil más pequeño consta de tres espigones.

La punta del espigón se bisela y debe quedar a la misma altura del nivel más bajo del agua (ver fig 4.15); el otro extremo, pegado a la orilla, se recomienda que esté bien anclado a la margen y quede 30 cm arriba del nivel más alto del agua.

4.3 Recubrimientos o muros marginales

Estos muros son estructuras apoyadas directamente en la margen de un río a fin de evitar el contacto de la corriente de agua con el material de la orilla que protegen.

Los recubrimientos marginales se clasifican en: permeables, semipermeables e impermeables. Los muros permeables permiten el paso libre del agua, pero reducen su velocidad para que ésta pierda su capacidad erosiva al no poder arrastrar el material de la margen; los elementos que ayudan a lograr esta protección se llaman *Jacks*. Los recubrimientos semipermeables evitan el contacto directo de la corriente con el material que constituye la orilla aunque no obstaculizan el flujo del agua entre los huecos de la cubierta protectora. Los impermeables impiden el contacto entre el material de la margen y el agua (losas de concreto, recubrimientos asfálticos, muros de mampostería, etc).

4.3.1 Datos para diseño

Para diseñar un recubrimiento marginal, se requieren los mismos datos señalados en el inciso 4.2.1 con las variantes que se indican a continuación.

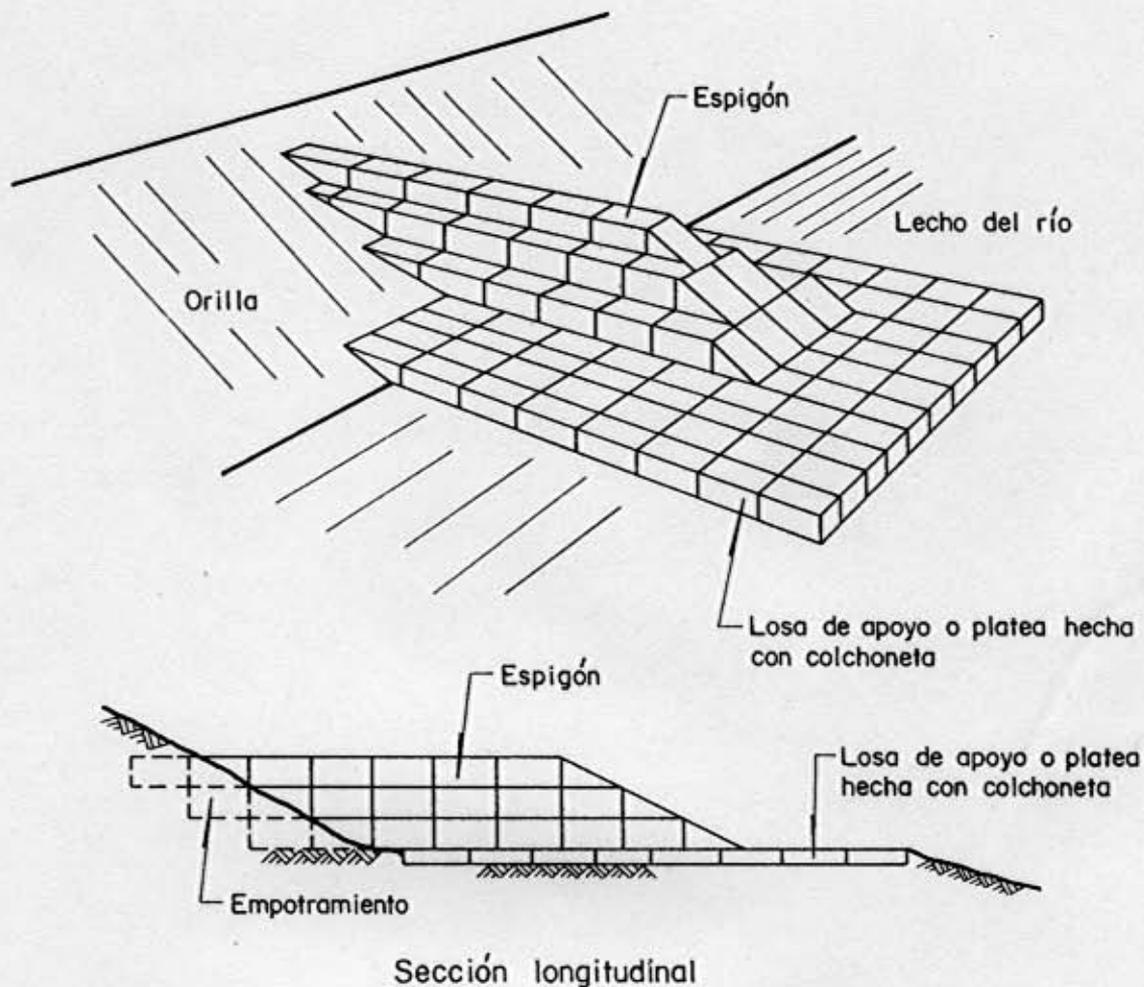


Fig 4.15 Perspectiva de un espigón [9]

El espaciamiento y amplitud de las secciones transversales se reducirán o aumentarán de acuerdo con la irregularidad de la margen para realizar el diseño de la protección. Con objeto de formar el filtro (grava y arena) es necesario conocer la ubicación de bancos de materiales, así como la granulometría y peso específico de las partículas.

4.3.2 Recomendaciones de diseño

Enseguida, se comentan los aspectos más importantes que deben tomarse en cuenta al diseñar recubrimientos marginales formados con enrocamiento y otros materiales.

a) Localización en planta

El diseño se efectúa de manera similar al de los espigones. Se dibuja el eje del nuevo cauce (ver inciso 4.2.2) y se marcan la orilla y el pie del talud de la margen. Luego, en forma paralela al eje del río, se trazan el pie del talud de la futura obra protectora y, por último, la línea extrema de protección (ver figs 4.16 a 4.18).

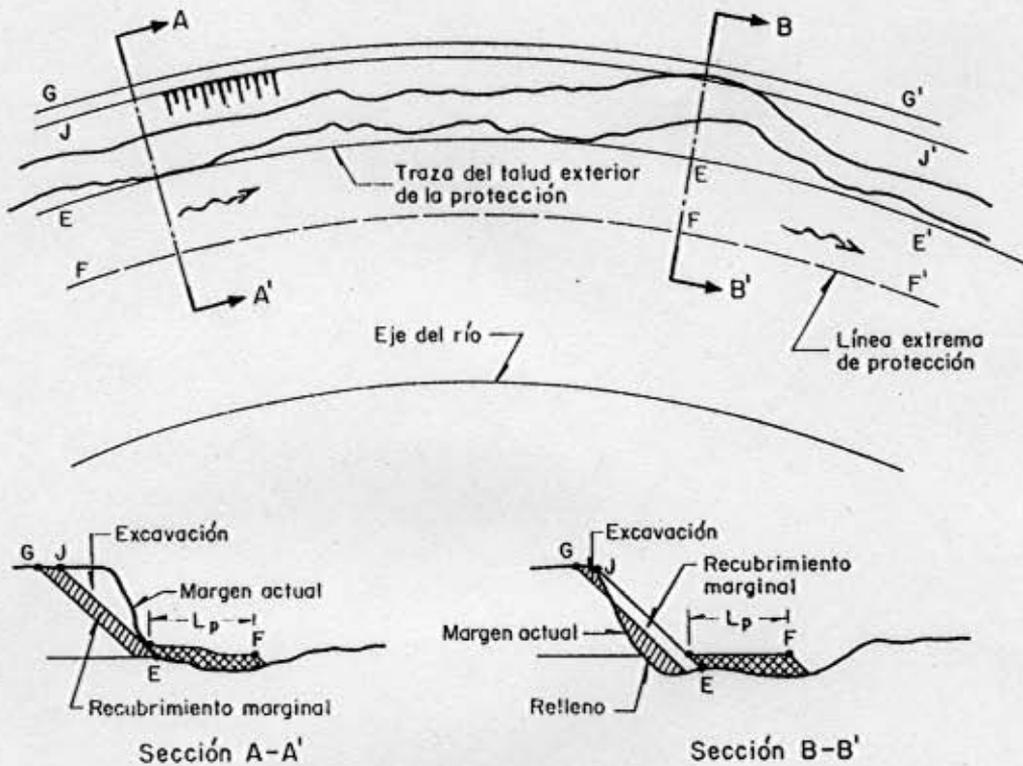


Fig 4.16 Trazo del eje del río y de la línea del pie del talud de la protección [7]

Los recubrimientos marginales se utilizan también para proteger curvas con radios menores de $2B$. Así los radios de curvatura del eje del río deben valer

$$r \leq 8B \quad (4.7)$$

donde r es el radio de la curva medido al centro del cauce.

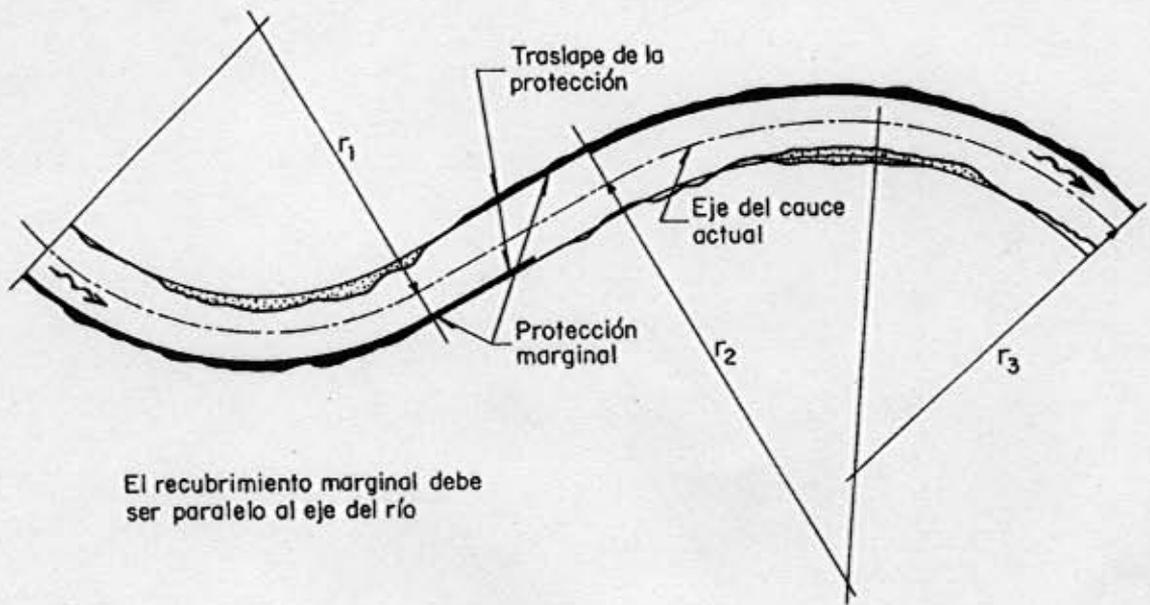


Fig 4.17 Recubrimiento marginal para fijar el cauce actual [7]

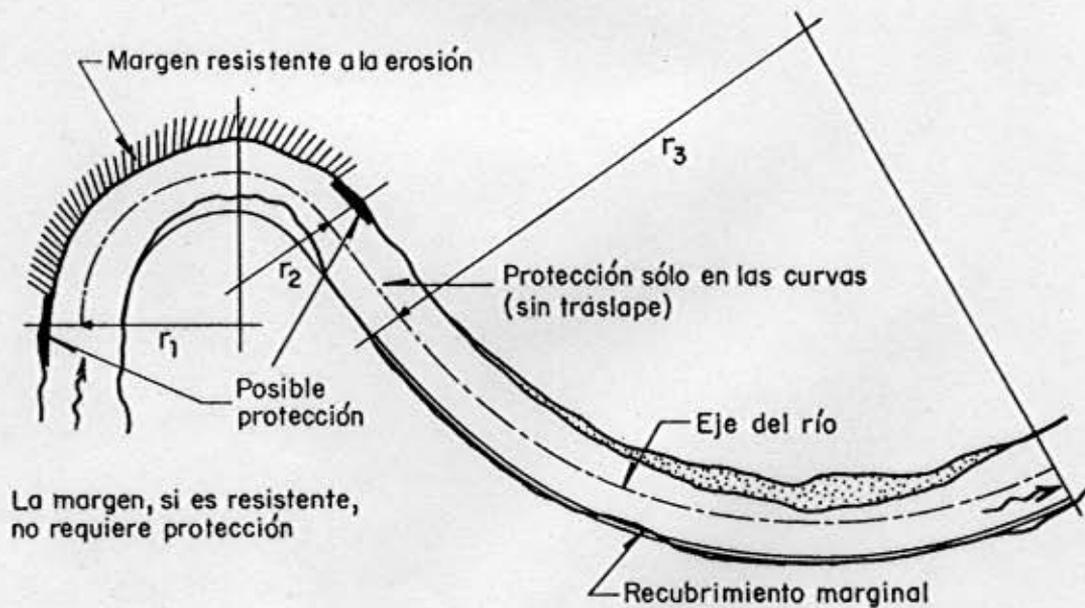


Fig 4.18 Recubrimiento marginal para fijar el cauce [7]

Cuando únicamente se desea evitar los movimientos laterales de un río, sin reducir el ancho del cauce, los recubrimientos sólo se colocan en las orillas cóncavas de las curvas y se prolongan hacia aguas arriba y abajo en los tramos rectos, de manera que donde termina la protección de una margen se inicia la de la margen opuesta (ver fig 4.17). Si las prolongaciones son costosas conviene reducir su longitud; esto se logra al proteger todas las curvas de un tramo largo de un río y, con un poco de experiencia, visualizar en el esquema de planta las zonas de los tramos rectos que no requieren protección (ver fig 4.18). Las curvas interiores de los ríos no se protegen.

b) Talud de la protección

Simultáneamente a la localización en planta, en cada sección transversal se traza una línea vertical en el lugar que corresponde a una línea que señala la traza del talud exterior de la protección. Con base en todas las secciones, se selecciona una elevación promedio del fondo, la cual se marca en la línea vertical mencionada. Con ello, se visualiza la ubicación del pie del talud del futuro recubrimiento. A partir de este punto, se traza el talud elegido para la protección. Asimismo, se identifican las zonas que deben ser rellenadas o los cortes que se tienen que realizar antes de colocar el material del recubrimiento.

Se recomienda usar el talud 2:1 por su facilidad de construcción con enrocamiento, losas de concreto o colchonetas formadas por malla metálica y rellenas con grava o boleó. Cuando el proyecto requiere taludes verticales, por ejemplo, al cruzar una población con el fin de ganar terreno al río o bien para no destruir construcciones que estén cerca de la orilla, se recurre a tabla – estacados, muros de concreto o mampostería, y muros constituidos con gaviones.

c) Dimensiones de los recubrimientos marginales

c.1 Semimpermeables

Se forman con enrocamiento o colchonetas de malla metálica rellenas de grava o boleó, dispuestos sobre la margen, la cual deberá ser perfilada al talud deseado y compactado (ver fig 4.19).

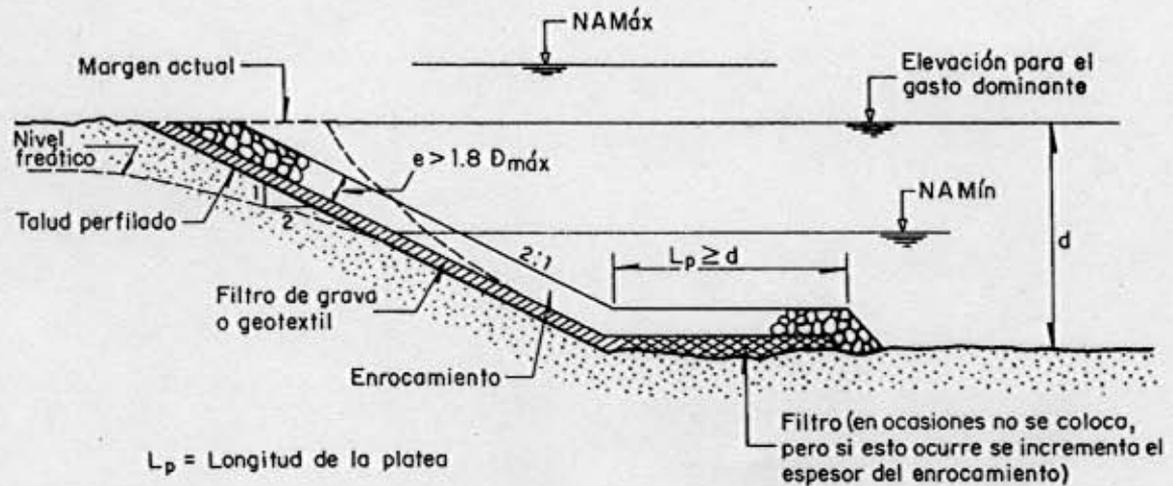


Fig 4.19 Recubrimiento marginal de enrocamiento sobre talud perfilado.
Vista transversal [ref 7]

Los recubrimientos marginales de enrocamiento deben contar, como mínimo, con una coraza en contacto con el flujo que tenga el peso suficiente para no ser arrastradas por la corriente, y con un filtro que evite que las partículas constitutivas de la margen del río salgan por los huecos de la coraza cuando el nivel freático en la orilla presente una elevación mayor que la de la superficie libre del río (ver fig 4.20).

c.2 Impermeables

Usualmente, se integran con gaviones tipo colchoneta, concreto hidráulico inyectado mediante la colocación de una capa asfáltica; se utilizan en ríos y canales donde se puede trabajar en seco.

Se construye el recubrimiento completamente impermeable cuando se tiene la certeza de que el nivel freático nunca rebasa el nivel del fondo del cauce (ver fig 4.21).

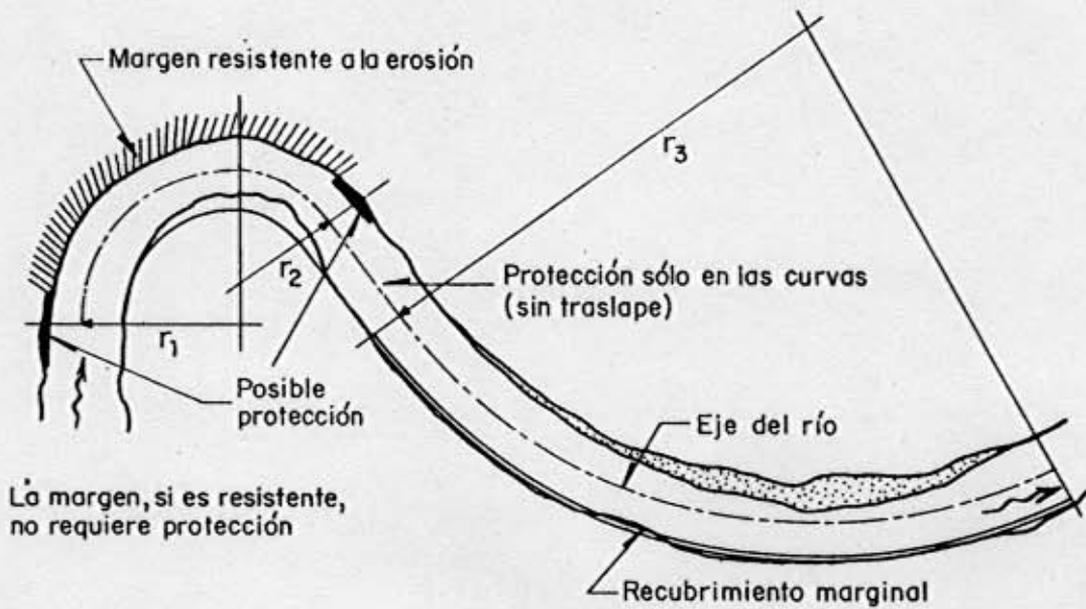


Fig 4.20 Recubrimiento marginal de enrocamiento sobre talud perfilado.
Vista planta [7]

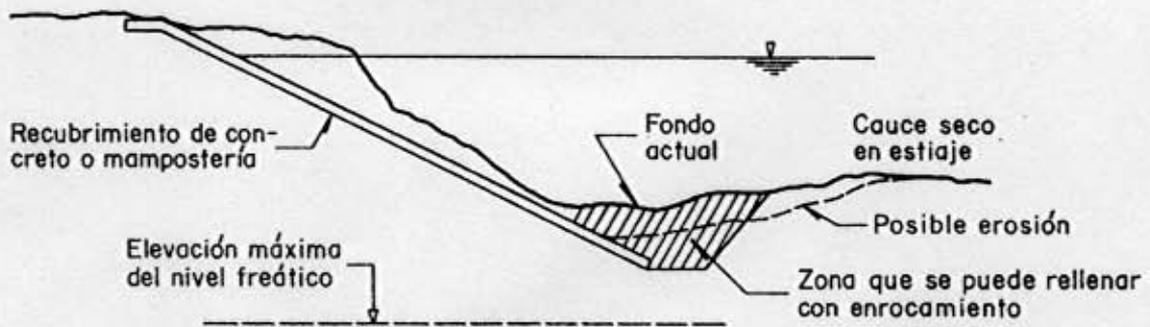


Fig 4.21 Recubrimiento impermeable en pequeños cauces [7]

En zonas donde los ríos cruzan poblaciones, es frecuente el uso de muros verticales de gaviones, desplantados a una profundidad tal que la corriente no pueda erosionarlos (ver fig 4.22).

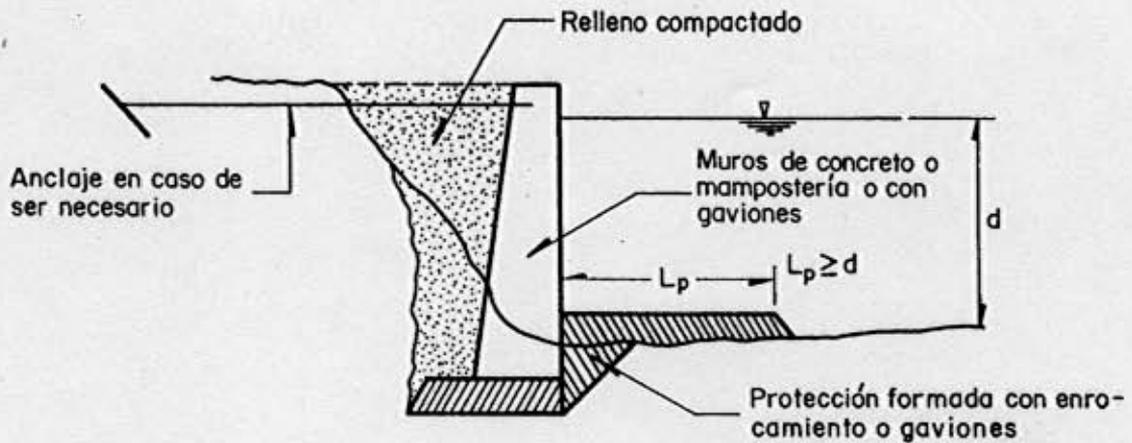


Fig 4.22 Recubrimiento marginal vertical [7]

c.3 Permeables

Estas obras permiten colocar a cierta distancia de la orilla y a lo largo de la misma algún elemento que no pueda ser arrastrado por la corriente y detenga la vegetación y basura transportadas por el flujo. Ejemplos de dichas obras son los pilotes separados entre sí y alineados a lo largo de la línea extrema de defensa, los *Jacks* (ver fig 4.23), etc.

d) Protección contra la erosión local

La causa principal de la falla y destrucción de los recubrimientos es la socavación que se produce al pie de los mismos; por tanto, el éxito de un recubrimiento depende de su protección contra esa erosión local debida a la socavación general en el cauce o sólo en las curvas.

Algunos procedimientos para evitar que un recubrimiento sea socavado son: desplantar la protección a una profundidad que impida el daño ya sea por erosión general o en curvas; excavar una trinchera al pie del recubrimiento, y rellenarla con un material que no pueda

ser arrastrado por la corriente; finalmente, en vez de profundizar la protección, colocar una platea a base de gaviones o enrocamiento sobre el fondo del cauce, con elementos que la corriente no pueda transportar (ver fig 4.24).

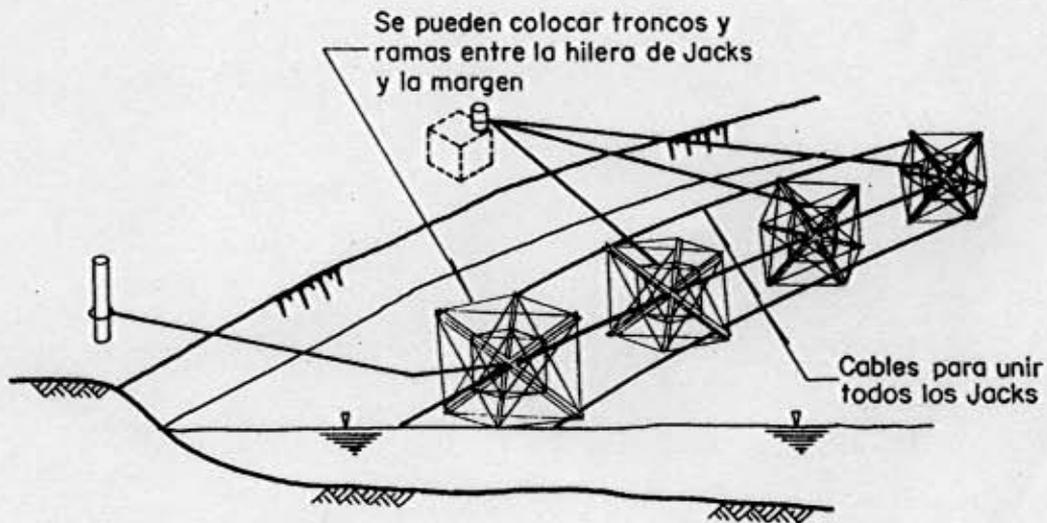


Fig 4.23 Recubrimiento marginal permeable formado con Jacks [7]

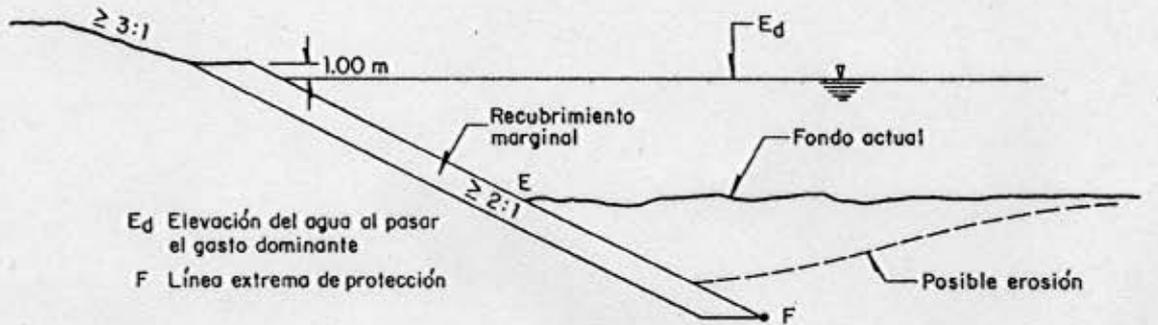
e) Altura del recubrimiento

En los ríos de planicie, se recomienda que la protección llegue hasta el borde superior de la orilla, es decir, que alcance toda la altura de la margen. En los que no son de planicie, el recubrimiento marginal, deberá tener un metro más arriba que el nivel del agua al pasar el gasto dominante (ver fig 4.24).

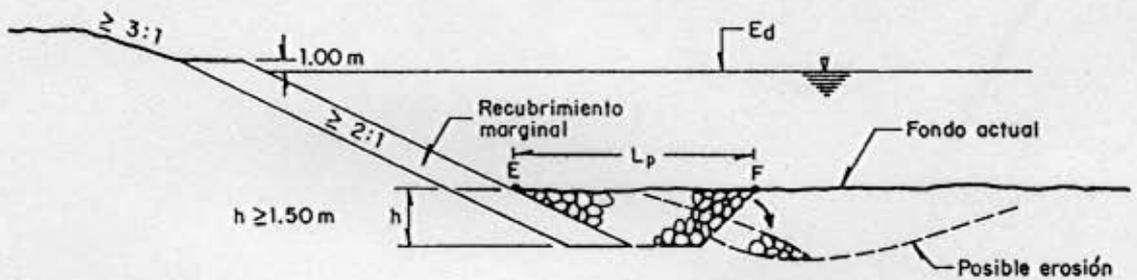
4.3.3 Estabilidad de la estructura de gaviones

Para calcular la protección con gaviones tipo colchoneta, conocidos la pendiente, el tirante correspondiente al gasto de diseño y el talud de la margen, se determinan los componentes

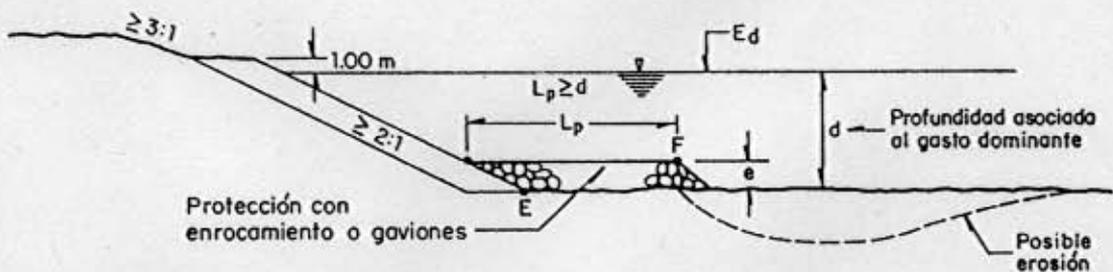
normal F_n y tangencial F_t del peso sumergido de cierto volumen de material de protección g_s correspondiente a un metro cuadrado de gavión, localizado en la superficie de una margen cuya pendiente ($\tan \theta$) es lo suficientemente tendida para que el material que la forma esté en reposo (ver fig 4.25)



a) Recubrimiento desplantado a una elevación menor que la de la posible erosión



b) Trinchera rellena de enrocamiento



L_p = Longitud de la platea

c) Delantal de protección

Fig 4.24 Formas de proteger un recubrimiento marginal contra la erosión [7]

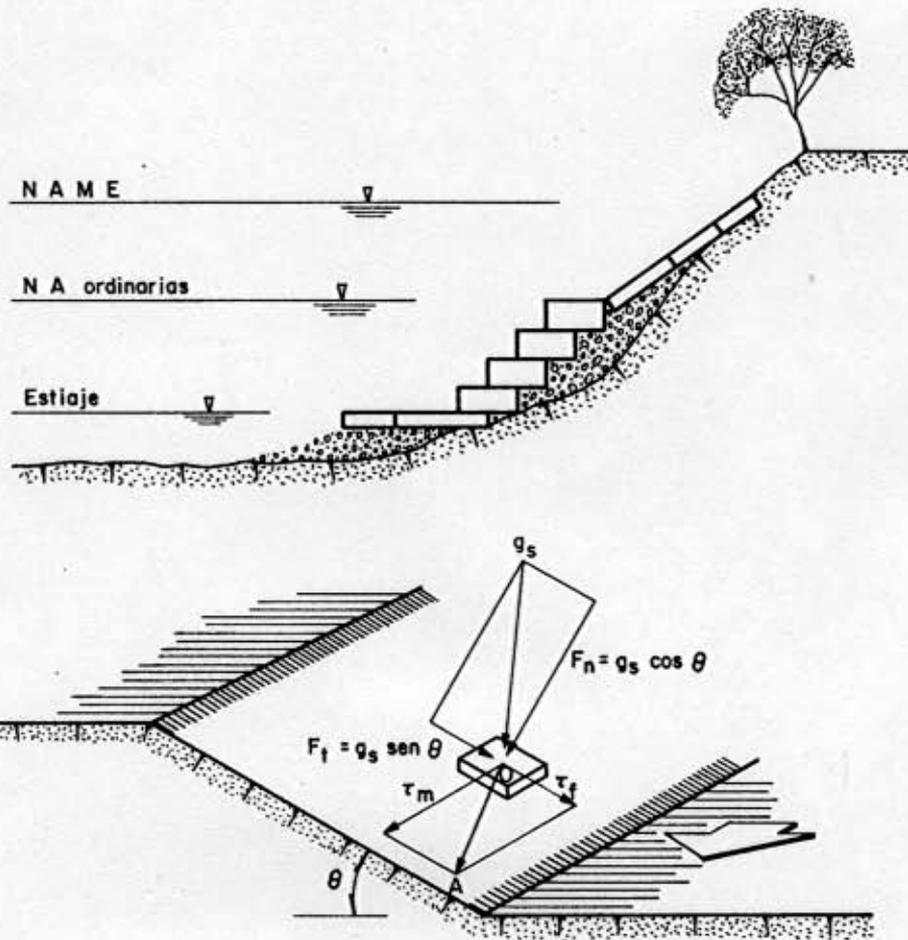


Fig 4.25 Protección de la margen actual o rectificada de un río [3]

$$F_n = g_s \cos \theta \quad (4.8)$$

$$F_t = g_s \sin \theta$$

En el caso de un cauce que lleva cierto caudal, habrá que tomar en cuenta el efecto del arrastre de la corriente; con tal fin, se definirá el esfuerzo cortante producido por la corriente en el fondo τ_f y en la margen τ_m , según las expresiones

$$\tau_f = \gamma_w Sd \quad (4.9)$$

$$\tau_m = 0.8\tau_f$$

donde γ_w es el peso específico del agua, incluyendo el peso del material en suspensión; d es el tirante máximo del agua, suponiendo que la sección es muy ancha y, por tanto, $R_H \approx d$; S es la pendiente hidráulica.

El análisis de estabilidad de la protección con gaviones tipo colchoneta abarca los taludes, el área al pie de éstos y la cimentación de la obra protectora marginal.

I. Protección de talud

I.1 Condición de no arrastre

Al considerar exclusivamente la inestabilidad provocada por la fuerza de arrastre de la corriente, en el gavión de protección localizado a cierto punto "x" de la sección transversal del cauce, al cual corresponde una profundidad H_x cuyo valor está en función de la pendiente θ de la margen y el ángulo de fricción ψ entre las superficies del gavión y del terreno, este valor se obtiene de pruebas de laboratorio, el equilibrio se logrará al imponer a dicho material la condición

$$g_x \cos \theta \tan \psi = 0.8\gamma_w Sd \quad (4.10)$$

y el espesor e_x requerido por el colchón en ese punto será

$$e_x = \frac{0.8CSd}{\gamma_s \cos \theta \tan \psi} \quad (4.11)$$

donde el factor de seguridad es C y el peso específico sumergido del gavión relleno, incluyendo el peso del agua de los huecos, es γ_s . El espesor e_x calculado de esta manera, deberá de ajustarse a la medida estándar del gavión más próximo superior ($e_x > e$).

1.2 Condición de no deslizamiento

Una vez determinado el espesor, o espesores, de los gaviones requeridos en toda la longitud transversal de la margen del talud que necesita protección, se procede a revisar la condición de no deslizamiento sobre la superficie inclinada donde se apoyan los gaviones.

La revisión se efectúa sobre una faja de gaviones, con una longitud igual a la longitud transversal protegida del talud y con un ancho de 1m paralelo al eje del cauce.

Si se presenta una falta de equilibrio debida a la combinación de las fuerzas totales de arrastre de la corriente y la componente tangencial del peso sumergido del material de protección, el deslizamiento de la faja no seguirá la línea de máxima pendiente, en un plano perpendicular al eje del cauce, sino un recorrido inclinado, como el que se indica en la fig 4.26. Al igualar la fuerza de fricción $N \tan \psi$ con la resultante de las fuerzas τ_m y T para lograr el equilibrio de la protección, se tiene que

$$G_s \cos \theta \tan \psi = \left[\tau_m^2 a^2 + G_s^2 \sin^2 \theta \right]^{0.5} \quad (4.12)$$

donde G_s es el peso total sumergido de los gaviones, incluyendo el agua que llena los huecos y a es el área de la faja de gaviones.

Cuando el término izquierdo de la ec 4.12 es mayor que el derecho, los gaviones para proteger la margen serán estables, y se requerirá una platea a base de gaviones apoyada en el fondo del cauce (ver fig 4.27) con protección contra socavaciones al pie del talud. Si el término izquierdo de la ec 4.12 es menor que el derecho, el material protector tenderá a

deslizarse sobre la superficie inclinada de la margen, y será necesario colocar al pie del talud, con apoyo en el fondo del cauce, un muro de contención de gaviones que soporte ese empuje para lograr así el equilibrio de las fuerzas (ver fig 4.28).

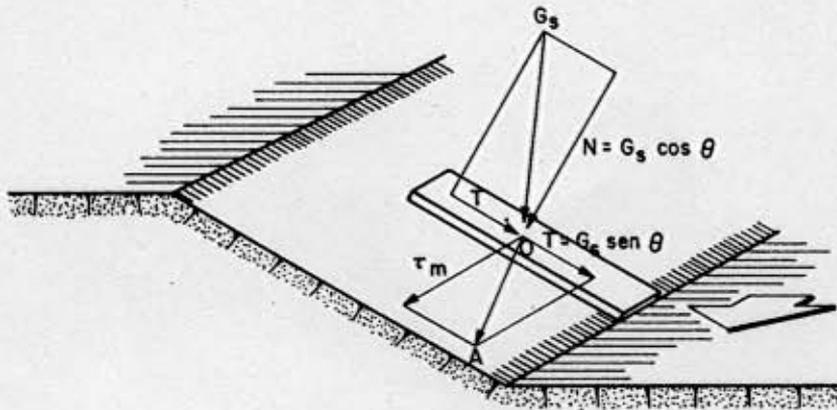


Fig 4.26 Presiones actuantes sobre una faja de gaviones que protege una margen [3]

II. Protección al pie del talud

La secuencia de cálculo correspondiente a las fuerzas hidráulicas se incluye en el inciso 3.2.2.3, y la respectiva al empuje de tierra y la estabilidad del muro se presenta en el capítulo 5 de este Manual (ver fig 4.28).

III. Cimentación de la obra

Al comentar las características funcionales de la estructura de gaviones se dijo que la platea es la clásica cimentación de las obras localizadas en un cauce y expuestas a la erosión de la corriente (ver fig 4.29).

Para que ésta cumpla su función de proteger el cuerpo principal de la obra contra las socavaciones se requiere que el peso sumergido de la misma debe mantenerla adherida al fondo del cauce, al considerar un metro cuadrado de platea, se tiene que

$$g_s \tan \psi = \tau_f \quad (4.13)$$

por tanto, su espesor deberá cumplir la condición

$$e_p > \frac{\gamma_w Sd}{\gamma_s \tan \psi} \quad (4.14)$$

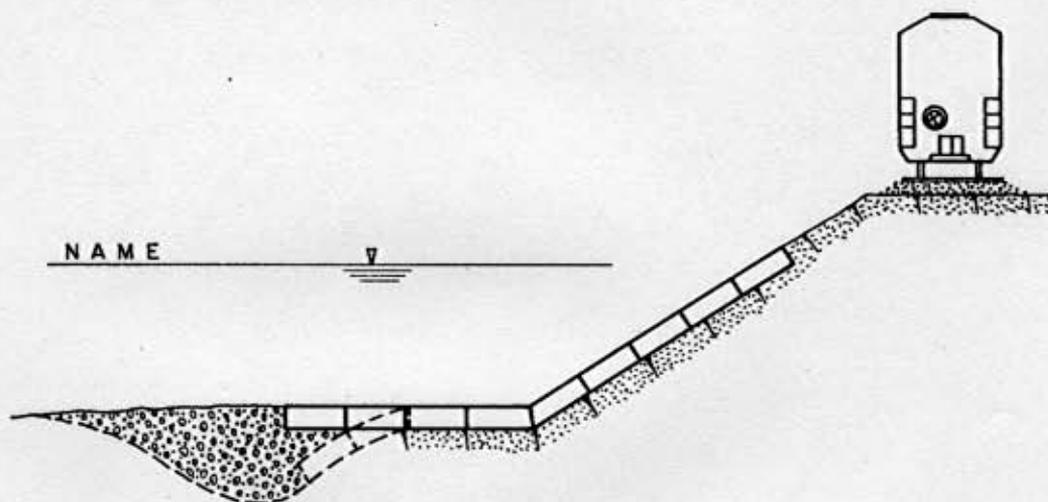


Fig 4.27 Revestimiento marginal cimentado sobre una platea [3]

La longitud libre de la platea, es decir, la parte que sobresale del cuerpo principal de la obra, debe ser suficiente para alcanzar el fondo de la socavación y detener así el fenómeno erosivo del agua. Se recomienda que dicha longitud tenga una dimensión de 1.5 a 2 veces de la profundidad de la socavación.

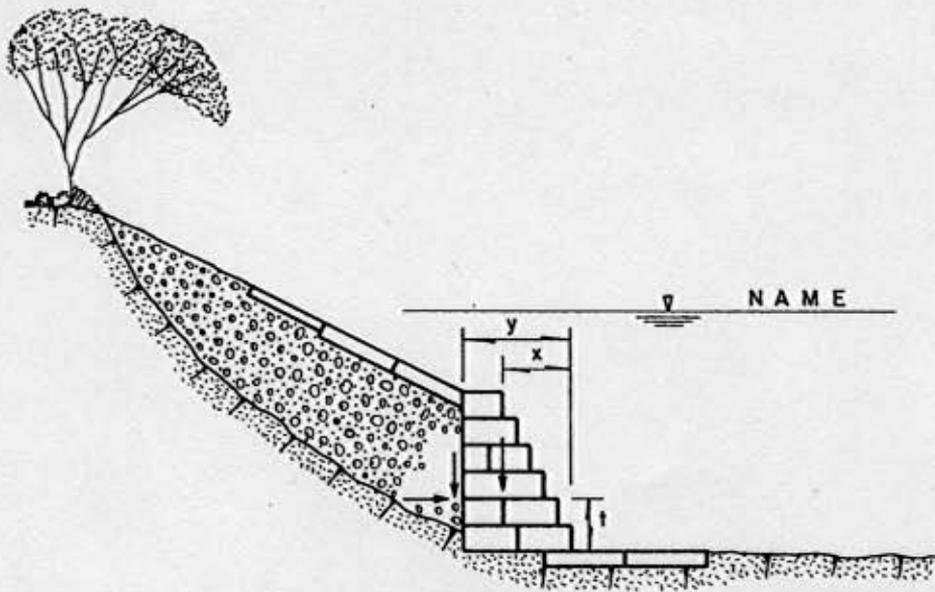


Fig 4.28 Muro de contención localizado en el cauce del río [3]

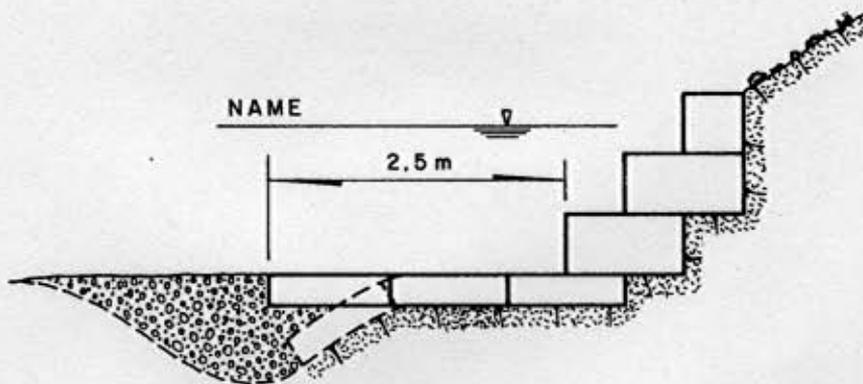


Fig 4.29 Defensa marginal cimentada sobre una platea [3]

El espesor de la capa de gaviones es función de la pendiente de la orilla que se va a proteger; se utiliza uno de 30 cm para pendientes menores de 0.5:1, y uno de 50 cm para

pendientes de 1:1 (ver fig 4.30). Si la pendiente sobrepasa los valores indicados, la protección se diseña como un muro de retención.

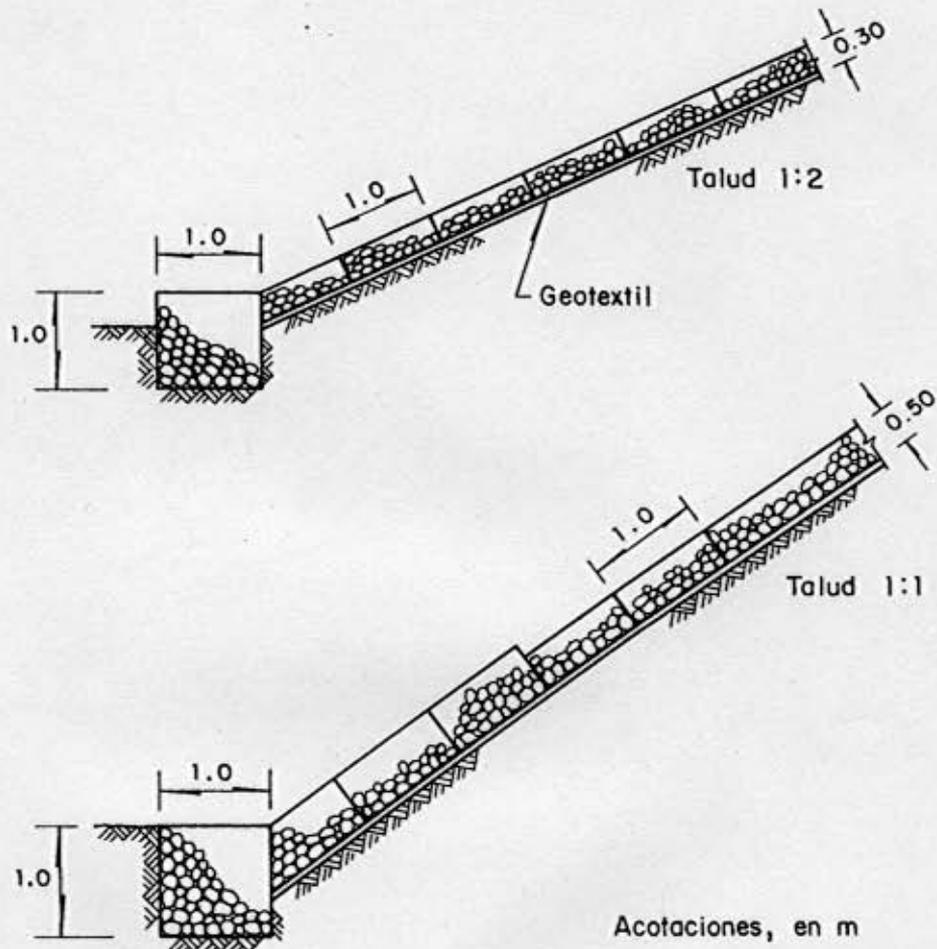


Fig 4.30 Protección marginal con gaviones [10]

Se recomienda que cuando la margen esté formada en su mayor parte por material fino, como arcillas o limos, se debe colocar debajo de los gaviones una tela permeable (geotextil) hecha con fibras sintéticas, para que dicho material no sea arrastrado por el flujo (ver figs 4.30 y 4.31).

El pie del talud es el más propenso a sufrir daños por socavación; por tanto, requiere un gavión de apoyo, el cual puede ser, por ejemplo, de 2 x 1 x 1 m (ver figs 4.30 y 4.31).

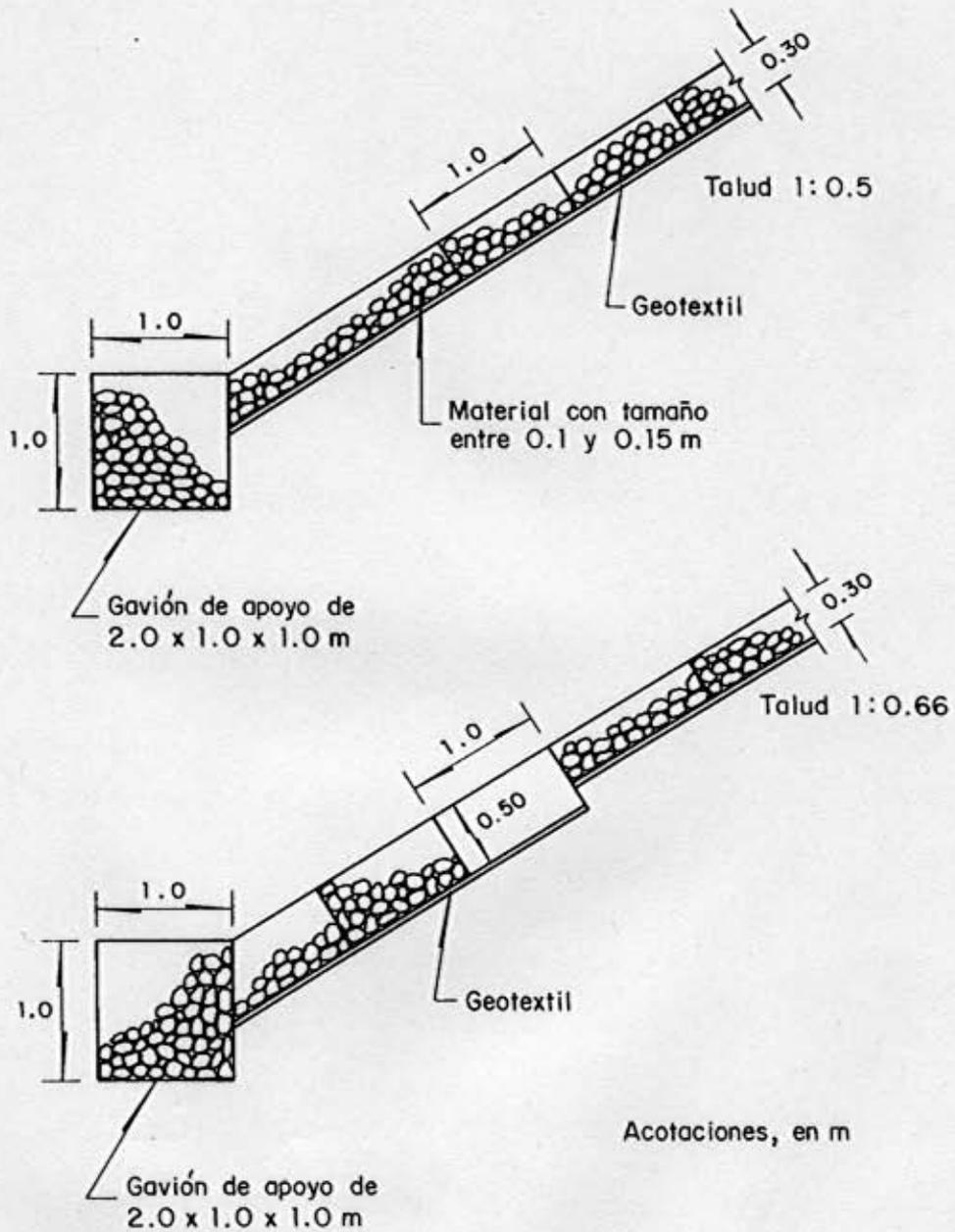


Fig 4.31 Protección marginal con gaviones [9]

Si la margen está constituida por limos y/o arcillas, existe la posibilidad de que haya derrumbes; lo anterior ocurre cuando la orilla ha estado inundada mucho tiempo y se presenta una súbita disminución en el nivel del agua. En estos casos, se sugiere usar un muro de retención.

En ocasiones, el espesor del recubrimiento con gaviones puede disminuir a medida que se asciende sobre el talud; en las figs 4.30 y 4.31, se muestran ejemplos de este tipo de protección.

4.4 Canalización

4.4.1 Consideraciones de diseño

Algunas veces, los gaviones tipo colchoneta se utilizan para canalizar una corriente o revestir las orillas y fondo de un canal (ver fig 4.32). En este caso, para resolver el problema de la estabilidad de los elementos, se sugiere usar el procedimiento que se describe a continuación, propuesto por la Sociedad Colombiana de Ingenieros Andimallas.

- 1) Son datos: la forma y ancho de la sección (rectangular, trapecial, etc), el gasto, la curva granulométrica, el peso específico de la roca que se usa para llenar los gaviones y la pendiente S.
- 2) Se calcula el coeficiente de rugosidad con ayuda de la tabla 2.1 o bien con la ecuación

$$n = \frac{(D_{90})^{1/6}}{26}$$

donde D_{90} es el diámetro que se obtiene de la curva granulométrica, en m.

- 3) Se determinan el área, el perímetro mojado, el radio hidráulico y el ancho de la superficie libre en función del tirante (A, P, R_H y B).

- 4) Se utiliza la ecuación de Manning para calcular el tirante por medio de la expresión

$$\frac{Qn}{S^{1/2}} = AR_H^{2/3}$$

donde los valores de A y R_H son función del ancho y del tirante; como se conoce el ancho, se determina el tirante por iteraciones.

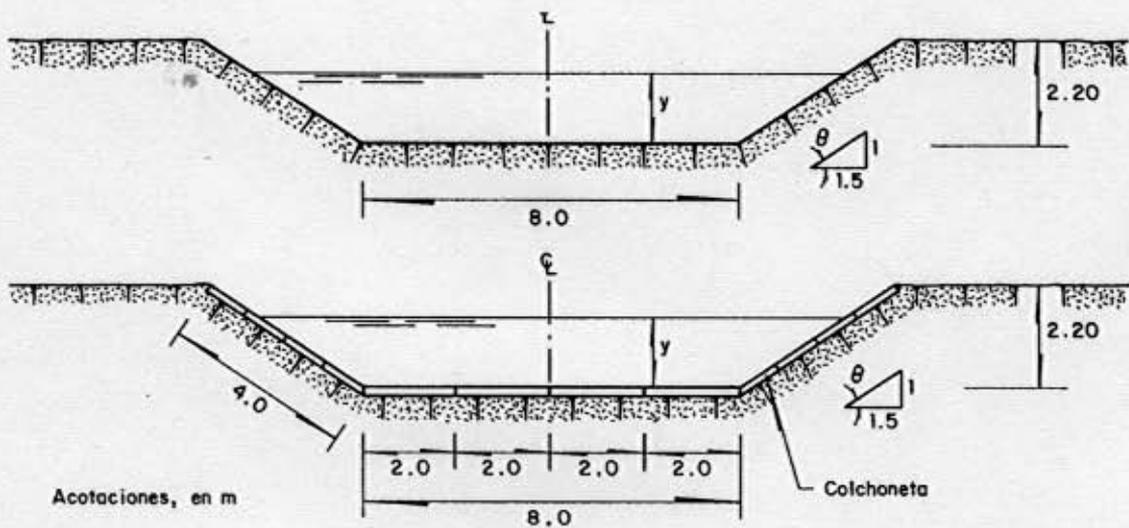


Fig 4.32 Sección transversal de una canalización con gaviones tipo colchonetas [1]

- 5) Conocido el tirante, se obtiene la velocidad del flujo mediante

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

Con la velocidad del flujo, el tipo de suelo sobre el que se va a colocar el gavión y la ayuda de la tabla 4.3, se selecciona el espesor de la colchoneta.

TABLA 4.3 ESPESOR RECOMENDADO PARA LAS COLCHONETAS, SEGÚN KINORI Y MEVORACH [4]

| Tipo de suelo | Espesor de la colchoneta, en m | | | | |
|------------------------------|--------------------------------|------|------|------|------|
| | 2.0 | 3.0 | 4-5 | 5-0 | 6-0 |
| | Velocidad del flujo, en m/s | | | | |
| Arcilla, suelo cohesivo duro | 0.17 | 0.23 | 0.30 | - | - |
| Limo, arena fina | 0.23 | 0.30 | - | - | - |
| Guijarros con gravas | 0.17 | 0.17 | 0.20 | 0.23 | 0.30 |

- 6) Se calcula el número de Froude

$$F = \frac{V}{\sqrt{g \frac{A}{B}}} = \frac{V}{\sqrt{gY}}$$

donde Y es el tirante hidráulico e igual a A/B, A es el área hidráulica y B el ancho de la superficie libre. Si $F > 1$, la corriente es rápida (flujo supercrítico); si $F < 1$, es lenta (escurrimiento subcrítico).

- 7) Conocidos F y D_m (diámetro medio de las partículas de relleno que se obtiene de la curva granulométrica), se usa la fig 4.33 para determinar la velocidad crítica V_c con la cual se inicia el movimiento de las partículas; luego se compara ésta con la que lleva el escurrimiento (calculada en el paso 5). Si $V < V_c$, no hay movimiento de las piedras; si $V > V_c$, se requiere cambiar el espesor del gavión tipo colchoneta.
- 8) Se determinan los esfuerzos cortantes sobre el fondo provocados por el escurrimiento τ_b y el crítico τ_{bc} , dados por

$$\tau_b = \gamma_w R_H S$$

$$\tau_{bc} = \tau_s (\gamma_s - \gamma_w) D_m$$

donde τ_s es el coeficiente de Shields para el inicio del movimiento de las partículas y vale 0.047 para enrocamiento y 0.10 para colchonetas; γ_s es el peso específico de las partículas con las que se rellenan los gaviones, en kgf/m^3 .

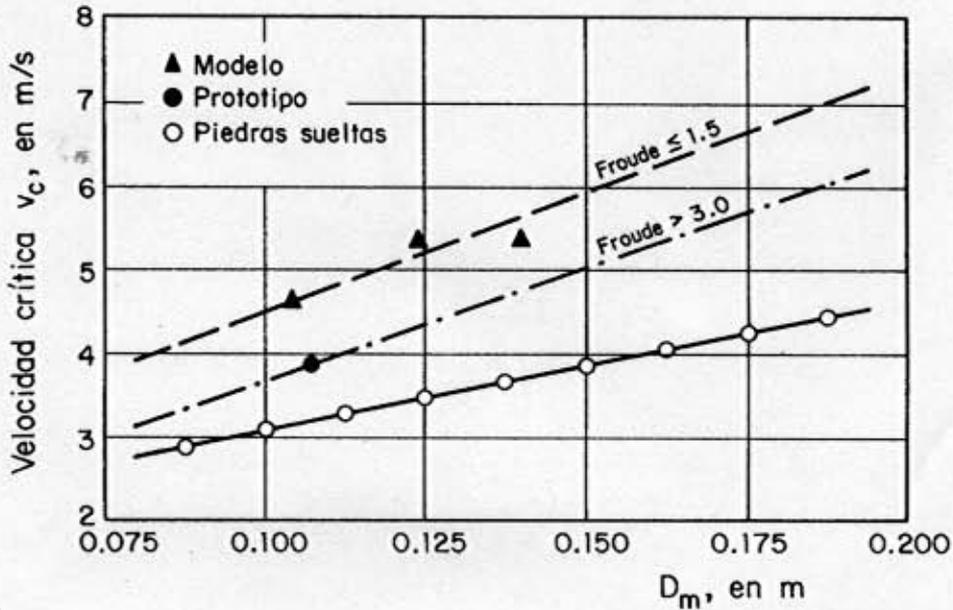


Fig 4.33 Velocidad crítica [1]

- 9) Se calculan los esfuerzos cortantes sobre las orillas, causados por el escurrimiento y el crítico, dados por

$$\tau_s = 0.75 \gamma_w R_H S$$

$$\tau_{sc} = \tau_{bc} \sqrt{1 - \frac{\text{sen}^2 \theta}{\text{sen}^2 \phi}}$$

donde θ es el ángulo de inclinación de la orilla y ϕ el de reposo del material.

- 10) Si $\tau_b < \tau_{bc}$ y $\tau_s < \tau_{sc}$, el revestimiento es estable y no hay deformación. Si $\tau_b \leq 1.2 \tau_{bc}$ y $\tau_{sc} < \tau_s \leq 1.2 \tau_{sc}$, en el revestimiento se produce una deformación aceptable, la cual debe ser verificada.
- 11) Se determina el parámetro $\Delta Z/D_m$ para conocer el grado de deformación; se utilizan las expresiones siguientes:

- Para el fondo,

$$\tau'_* = \frac{\tau_b - \tau_{bc}}{(\gamma_s - \gamma_w) D_m}$$

- Para la orilla,

$$\tau''_* = \frac{\tau_s - \tau_{sc}}{(\gamma_s - \gamma_w) D_m}$$

Con ayuda de la fig 4.34, así como de τ'_* y τ''_* , se obtiene $\Delta Z/D_m$ y se dice que la deformación es aceptable si se cumple que

$$\frac{\Delta Z}{D_m} \leq 2 \left(\frac{e}{D_m} - 1 \right)$$

donde e es espesor del gavión.

En caso contrario, la deformación es excesiva y hay que reiniciar el cálculo aumentando el espesor del gavión tipo colchoneta y el tamaño de las piedras.

- 12) Si $\tau_b > 1.2 \tau_{bc}$ y $\tau_s > 1.2 \tau_{sc}$, el revestimiento no es apto y se debe comenzar nuevamente el cálculo incrementando el espesor del colchón y el tamaño de la piedra.
- 13) Se obtiene la velocidad debajo del colchón por medio de

$$V_b = \frac{1}{n_f} \left(\frac{D_m}{2} \right)^{2/3} S^{1/2}$$

donde n_f es el coeficiente de rugosidad del fondo sobre el cual se asienta la colchoneta (ver tabla 2.1).

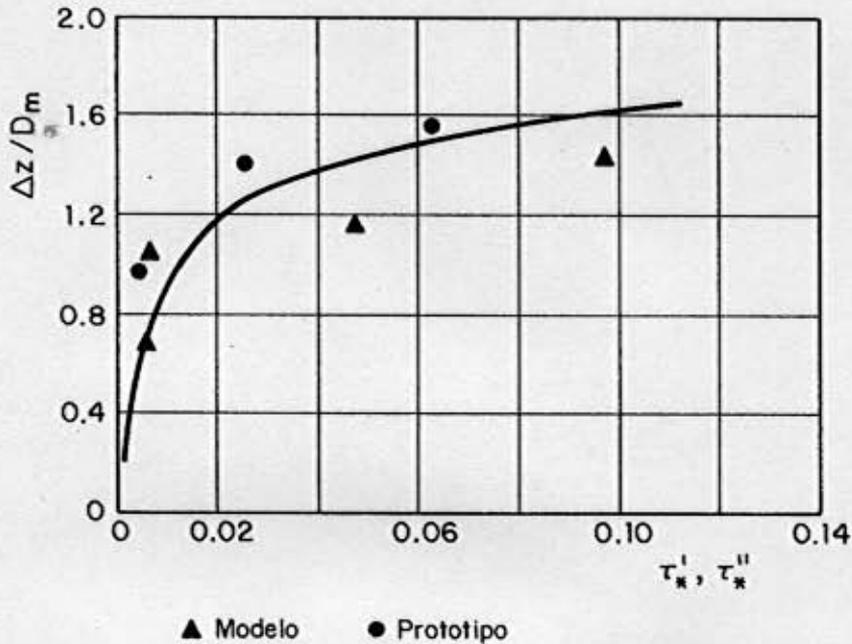


Fig 4.34 Valores del coeficiente de Shields [1]

14) Se calcula la velocidad que resisten las partículas del fondo

- Para material no cohesivo,

$$V_c = 16.1(D_{50})^{1/2}$$

donde D_{50} corresponde al material del fondo.

- Para suelos cohesivos, se usa la fig 4.35 y previamente se necesita conocer el valor de la relación de vacíos e .

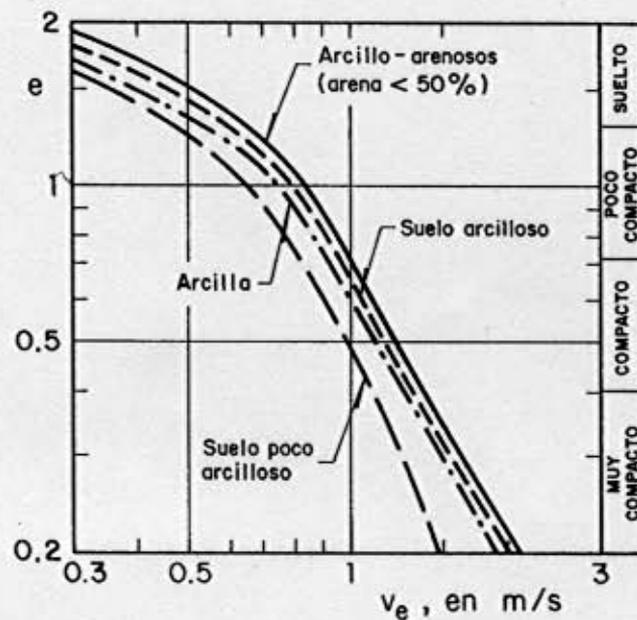


Fig 4.35 Velocidad máxima permisible [1]

- 15) Se efectúa una comparación entre V_b y V_e

Si $V_b > V_e$, se requiere disminuir el tamaño de las piedras del colchón o bien colocar un filtro, el cual se puede hacer, por ejemplo, con un geotextil. Este filtro debe tener por lo menos un espesor de 15 a 20 cm y siempre debe ser mayor o igual a

$$e' = \frac{D_v}{f} \left[1 - \left(\frac{V_e}{V_b} \right)^2 \right]$$

donde f es el coeficiente de Darcy-Weisbach con valor de 0.05 para el caso de gaviones, y D_v es el diámetro equivalente de los vacíos.

4.4.2 Recomendaciones de diseño

En la canalización, el empleo de gaviones presenta muchas ventajas con respecto a otros materiales; por ejemplo, las losas de concreto apoyadas sobre un terreno blando y húmedo se fracturan con facilidad al fallar la cimentación respectiva, en cambio, los gaviones pueden sufrir asentamientos diferenciales grandes pero quedan en condiciones de trabajar satisfactoriamente.

Además, este tipo de revestimiento tiene la importante cualidad de ser separado con rapidez y a un costo mínimo en caso de que una malla se rompa, ya que sólo habrá que coserla con alambre del mismo calibre; otra ventaja de los gaviones es que todos están unidos entre sí y forman un elemento único que presenta gran resistencia al arrastre provocado por la corriente.

El espesor del revestimiento depende del tipo de material que constituye el fondo y las orillas, así como de la velocidad del flujo, entre otros datos; la pendiente y el alineamiento del canal también influyen: un espesor de 30 cm es adecuado en tramos rectos y uno de 50 cm en secciones curvas y zonas donde los taludes estén inclinados más de 45°.

Si el radio hidráulico es mayor de 1.5 m, se recomienda utilizar un valor constante de $n = 0.025$ cuando el material de relleno del gavión tiene un tamaño que varía entre 5 y 25 cm, esto se fundamenta en mediciones y observaciones hechas tanto en laboratorio como en campo.

4.5 Referencias

1. Agostini, R *et al*, "Rivestimenti flessibili in materassi Reno e gabbioni nei canali enei corsi d'acqua canalizzati", Officine Maccaferri SPA, Bologna, Italia (1985).
2. Franco, J, "Research for river regulation dike design", Journal of the Waterways, Harbors and Coastal Engineering Division, ASCE, vol 93, No. WW3, (Aug 1967), 71-87.
3. Gaviones Lemac, SA, "Principales características y aplicaciones del Gavión Lemac", México.
4. Kinori, B Z and Mevorach, J, Manual of Surface Drainage Engineering, vol II, Elsevier, Amsterdam (1984).
5. Klingman, P *et al*, "Streambank erosion protection and channel scour manipulation using rockfill dikes and gabions", Water Resources Research Insitute, Oregon State University (Sep 1984).
6. Maza Álvarez, J A, "Contribución al diseño de espigones", Memorias del XIV Congreso Latinoamericano de Hidráulica, vol 3, Montevideo, Uruguay (Nov 1990).
7. Maza Álvarez, J A y García Flores, M, "Estabilidad y rectificación de ríos", Manual de Ingeniería de Ríos, capítulo 14, Comisión Nacional del Agua, México, DF (1990).
8. Samide, G and Beckstead, G, "Desing considerations for stream groynes", Alberta Department of the Enviroment, Enviromental Engineering Support Servicio, Technical Services Division (Oct 1975).

9. Secretaría de Obras Públicas, Gaviones metálicos, Departamento de Antioquia, Colombia.
10. Suárez, J, Diseño de obras con gaviones, Universidad Industrial de Santander, Bucaramanga, Colombia (Nov 1987).
11. Sociedad Colombiana de Ingenieros Andimallas LTDA, “Memorias: Estructuras flexibles en gaviones y colchonetas Reno”, Santa Fe de Bogotá, Colombia (Jul 1992).

5. MUROS DE RETENCIÓN

5.1 Introducción

Los suelos, así como otros materiales, tienen un ángulo de reposo propio; para lograr una pendiente mayor que la proporcionada por dicho ángulo, se requiere algún tipo de muro o soporte que evite el deslizamiento; con este propósito se emplean comúnmente los muros de retención o sostenimiento.

Si se trata de muros con poca altura, la práctica consiste en utilizar métodos empíricos para determinar el empuje de tierra. En el caso de muros altos que constituyen la parte principal de una construcción, por cuestiones de economía, se justifica recurrir a un estudio más completo del suelo y a un análisis más detallado de las cargas.

Los muros de retención o sostenimiento se usan generalmente en las carreteras y ferrocarriles, así como en otras propiedades públicas y privadas, con los fines siguientes:

- 1) resolver problemas de derecho limitado de vía, confinando los taludes en los linderos prácticos;
- 2) efectuar proyectos de separación de niveles y ampliación de caminos;
- 3) estabilizar taludes muy inclinados en corte o en terraplén;
- 4) reparar desperfectos en el lecho del camino;
- 5) evitar erosión de las márgenes;
- 6) realizar aleros para estribos y muros de cabecera;
- 7) construir plataformas para carga;
- 8) conformar áreas de estacionamiento;
- 9) crear muros de protección y barricadas.

5.2 *Diseño de los muros*

Las presiones que obran sobre un muro de retención tienden a producir su deslizamiento, o volteo. La resistencia a la sustentación del terreno que forma el cimiento es importante, al igual que el carácter del relleno, el cual puede variar desde una grava bien drenada hasta una arcilla muy plástica. El cálculo de la magnitud, dirección y punto de aplicación de las presiones constituye un procedimiento laborioso y complicado; por ello, se recomienda consultar libros sobre este tema.

La cimentación adecuada de un muro de sostenimiento permite que éste funcione satisfactoriamente. La mayoría de los fracasos ocurre cuando los muros se construyen sobre cimentaciones de arcilla; por otra parte, los suelos de grano grueso proporcionan base y relleno estables.

Se debe evitar el relleno hecho con suelos arcillosos o que contengan un elevado porcentaje de arcilla, especialmente si existen filtraciones en los taludes. La arcilla dura en terrones grandes no debe emplearse como relleno, a menos que se puedan evitar las filtraciones del agua de la superficie. El drenaje apropiado siempre es relevante, ya que mejora la estabilidad de todos los rellenos, y resulta esencial donde quiera que se encuentren taludes con estratos conductores de agua.

5.2.1 Cálculo del empuje

Para determinar el valor del empuje, se utiliza el método de Coulomb, basado en el estudio del equilibrio de una cuña bidimensional de suelo indeformable (ver fig 5.1), sobre la cual actúan el peso propio del relleno, la fuerza de fricción interna que se distribuye de manera uniforme a lo largo de la superficie de rotura plana, y eventualmente la cohesión del suelo. En el caso particular de muros formados con gaviones, se omite el empuje hidrostático por ser permeable la estructura.

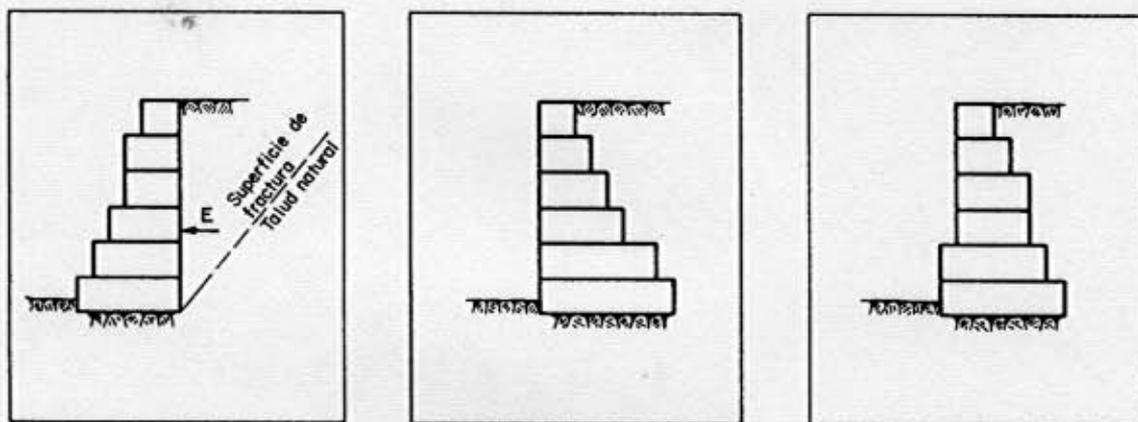


Fig 5.1 Disposición de muros de sostenimiento formados con gaviones [1]

Cuando se trata de un muro con paramento vertical interno, la superficie de empuje es ese propio paramento (ver fig 5.2). En el caso de un muro con escalones internos, se considera la superficie que une los extremos internos superior e inferior del muro (ver fig 5.2) y quedando así definido el ángulo β formado por el plano de empuje y la horizontal.

El empuje activo en el muro de sostenimiento se determina con la expresión

$$E_a = \frac{1}{2} K_a \gamma_s H^2 - 2 K_a^{1/2} C H \quad (5.1)$$

$$H = [h + (B + a) \tan \alpha] \cos \alpha \quad (5.2)$$

$$K_a = \frac{\sin^2(\beta + \varphi)}{\sin^2 \beta \sin(\beta - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \varepsilon)}{\sin(\beta - \delta) \sin(\beta + \varepsilon)}} \right]^2} \quad (5.3)$$

donde

- E_a empuje activo, en t/m
- K_a coeficiente de empuje activo
- γ_s peso específico del suelo, en t/m³ (ver tabla 5.1)
- H altura donde actúa el empuje, en m
- h altura del muro, en m (ver fig 5.3)
- B base del muro sin considerar los escalones externos, en m (ver fig 5.3)
- a ancho del muro en la corona, en m (ver fig 5.3)
- α inclinación del muro con la vertical, en grados (ver fig 5.2)
- β ángulo formado por el plano de empuje y la horizontal en grados (ver fig 5.2)
- φ ángulo de fricción interna del material, en grados (ver tabla 5.1)
- δ ángulo de fricción entre muro y terreno, en grados; en muros de gaviones, se puede suponer $\delta = \varphi$. Si tras el muro hay un geotextil, $\delta = 0.9 \varphi$.
- ε ángulo del talud sobre el muro con la horizontal, en grados (ver fig 5.3)
- C cohesión, en t/m²

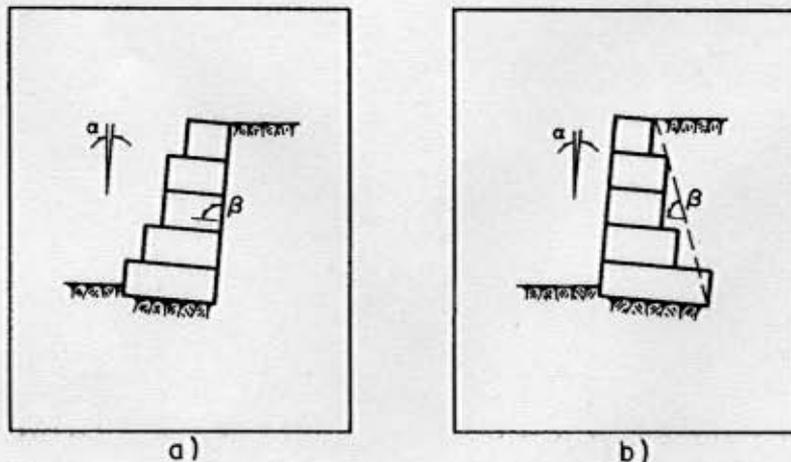


Fig 5.2 Planos de empuje en muros de retención [1]

TABLA 5.1 PROPIEDADES FÍSICAS DE SUELOS Y ROCAS

| | | <u>Peso específico</u> | γ_s | <u>Ángulo de fricción</u> | | | |
|--|--|--|-------------------|---------------------------|--|----------|---------|
| | | Tipo | Material | t/m ³ | Material | Grados | |
| m a c i c o h e r e s i a l v o | a r e n a | fina | gruesa y seca | 1.44 | compacta, bien graduada, uniforme | 40 – 45 | |
| | | | fina y húmeda | 1.60 | uniforme, gruesa, arena fina o suelta | 35 – 40 | |
| | | | húmeda | 1.84 | arena suelta bien graduada | 35 – 40 | |
| | | grava | muy húmeda | 1.92 | arena fina seca | 30 – 35 | |
| | | | común mixta | 1.76 | común mixta | 35 – 40 | |
| | | | fluvial | 2.24 | grava | 40 | |
| | r o c a | suelta | suelta | 1.84 | compacta arenosa | 40 – 45 | |
| | | | arenosa | 1.82 | suelta arenosa | 35 – 40 | |
| | | | granito | 1.60 – 2.00 | piedra partida en fragmentos | 35 – 45 | |
| | | | basalto | 1.76 – 2.24 | yeso fragmentado | 35 – 45 | |
| | | | | calcárea | 1.28 – 1.92 | | |
| | | | | yeso | 1.00 – 1.28 | | |
| m a c i c o h e r e s i a l v o | a r c i l l a | con grava | seca | 1.76 | bloques de arcilla seca | 30 | |
| | | | húmeda | 1.84 | bloques de arcilla húmeda | 40 | |
| | | | saturada | 1.92 | arcilla compacta | 10 – 20 | |
| | | | marga arenosa | 1.60 | arcilla blanda | 5 – 7 | |
| | | | marga | 1.76 | calcáreo, zona de deslizamiento | 20 – 27 | |
| | | | material de falla | 2.00 | | 14 – 22 | |
| | c o b e r t u r a | cobertura | suelo superficial | 1.36 | suelo de cobertura | 30 – 35 | |
| | | | suelo seco | 1.44 | | | |
| | | | suelo húmedo | 1.60 | | | |
| | | | | suelo saturado | 1.68 | | |
| | m a c i c o h e r e s i a l v o | m a c i z o r o c o s a | macizo rocosa | granito | 2.61 | granito | 30 – 50 |
| | | | | cuarcita | 2.61 | cuarcita | 30 – 45 |
| arenisca | | | | 1.95 | arenisca | 30 – 45 | |
| caliza | | | | 3.17 | caliza | 30 – 50 | |
| pórfido | | | | 2.58 | pórfido | 30 – 40 | |
| yeso | | | | 1.76 | yeso | 30 – 40 | |

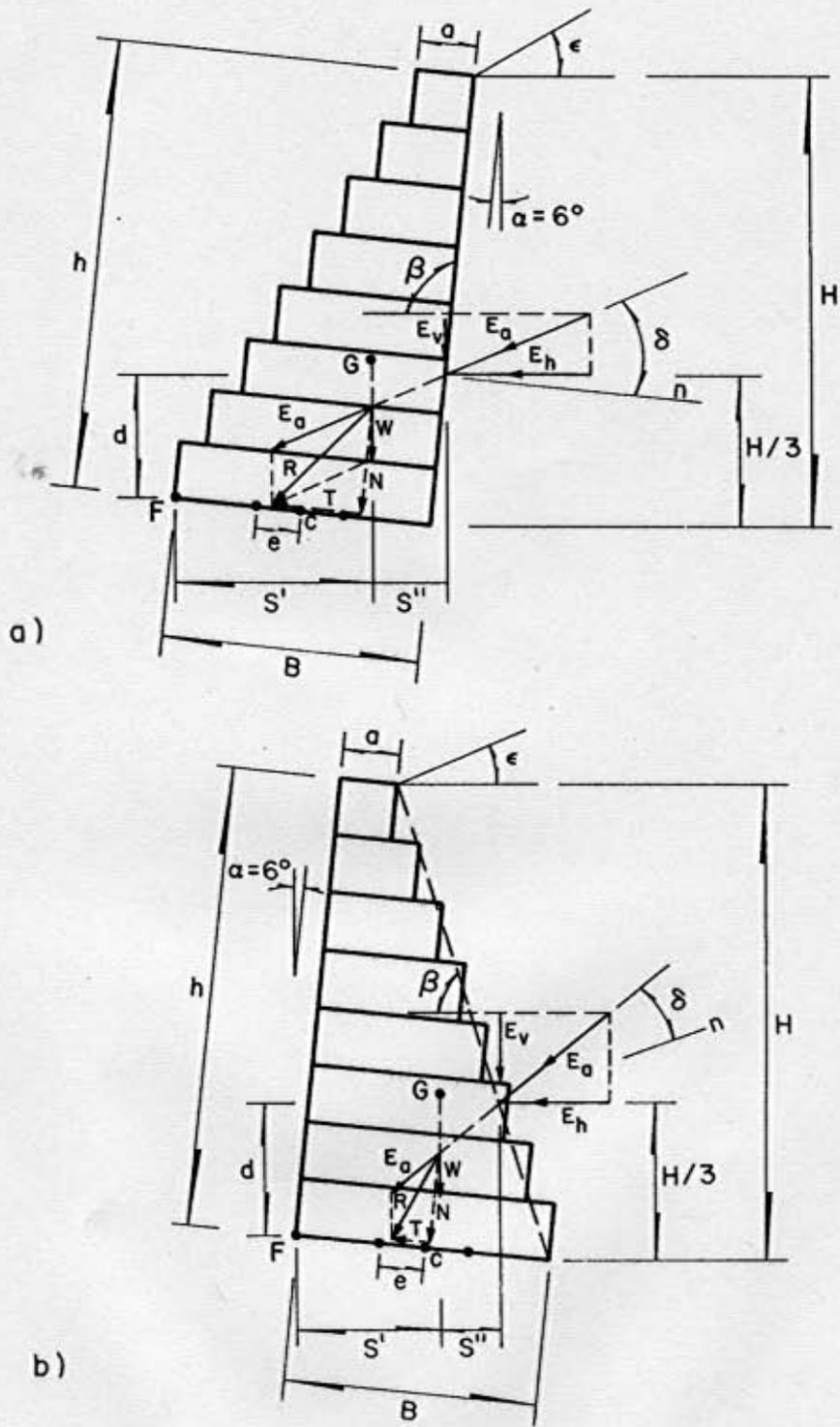


Fig 5.3 Fuerzas estabilizantes y desestabilizantes en los muros de retención [1]

Generalmente, la cohesión no se toma en cuenta, ya que ella se modifica con el tiempo y no tiene gran influencia en el valor final del empuje. En caso de que exista una sobrecarga encima del muro de retención, q , ésta es asimilada a un relleno de altura h_s de las mismas características del relleno. De esta manera, se tiene que

$$h_s = q / \gamma_s \quad (5.3 a)$$

$$E_a = \frac{1}{2} K_a \gamma_s H^2 \left[1 + \frac{2h_s}{H} \right] - 2 K_a^{1/2} C H \quad (5.4)$$

Normalmente, cuando la sobrecarga es debida a vehículos, se adopta $q = 1.5$ a 2.0 t/m^2 .

La altura del punto de aplicación del empuje es difícil de evaluar y varía bastante en la práctica; en general, dicho punto puede producirse a una altura comprendida entre 0.5 y $0.33H$. En algunos casos, la variación se debe al desplazamiento del muro, a su rigidez e inclinación, a modificaciones en las características del terreno y a sobrecarga. Con frecuencia, se considera $0.33 H$ (ver fig 5.3).

La altura del lugar donde se aplica el punto activo "d", medida verticalmente desde la horizontal que pasa por el punto de giro "F" (ver fig 5.3), está dada por

$$d = \frac{H}{3} \left[\frac{H + 3 h_s}{H + 2 h_s} \right] - B \operatorname{sen} \alpha \quad (5.5)$$

para condición con sobrecarga, y

$$d = \frac{H}{3} - B \operatorname{sen} \alpha \quad (5.6)$$

para condición sin sobrecarga.

Si $\alpha = 0$, $d = H/3$

5.2.2 Estabilidad de los muros

En el diseño de los muros, es necesario respetar algunas condiciones de estabilidad para evitar el fracaso de la estructura, por ello, se debe calcular lo siguiente:

- La seguridad contra deslizamiento
- La seguridad contra volteamiento
- La carga sobre el terreno
- La verificación en secciones intermedias
- La seguridad contra falla global

Se recomienda inclinar el muro contra el suelo, con un ángulo $\alpha = 6^\circ$ que puede llegar a ser de 10° , pues así el valor de K_a disminuye.

Deslizamiento

En ningún caso, el cociente de las fuerzas estabilizantes y las desestabilizantes debe ser menor que el coeficiente de deslizamiento entre el terreno donde se construye el muro y éste o el existente para dos planos del mismo material que tratan de deslizarse

$$E_v = E_a \operatorname{sen}(90^\circ + \delta - \beta) \quad (5.6 \text{ a})$$

$$E_h = E_a \operatorname{cos}(90^\circ + \delta - \beta) \quad (5.6 \text{ b})$$

donde

- E_v componente vertical del empuje activo E_a , en t/m
- E_h componente horizontal del empuje activo E_a , en t/m

El coeficiente de deslizamiento C_D , que debe ser igual que a 1.5 o mayor, está dado por

$$C_D = \frac{[(W + E_v) \cos \alpha + E_h \operatorname{sen} \alpha] \tan \varphi + (W + E_v) \operatorname{sen} \alpha + C B}{E_h \cos \alpha} \quad (5.7)$$

donde

- W peso propio de la estructura, en t/m (ver fig 5.3)
- α inclinación del muro con la vertical, en grados (ver fig 5.3)
- B ancho de la base del muro al despreciar los escalones externos, en grados (ver fig 5.3)
- C cohesión, en t/m^2

El peso propio de la estructura W, depende de la sección del muro y del peso específico del relleno. En el gavión, se considera un porcentaje de vacíos (n) de 0.3 (ver inciso 5.2.3), es decir del 30 por ciento. El peso específico del gavión γ_g sería

$$\gamma_g = \gamma_s (1 - n) \quad (5.8)$$

donde

- γ_g peso específico de los gaviones, en t/m^3
- γ_s peso específico de la roca de relleno, en t/m^3 (ver tabla 5.2)
- n porcentaje de vacíos, su valor promedio es 0.3

Los componentes vertical y horizontal del empuje activo (ver fig 5.3) toman los valores dados por las ecs 5.6 a y b.

En la verificación del deslizamiento, el coeficiente de fricción suelo-gavión es de 0.7 a 0.75 para suelos cohesivos. En tales valores, interviene la cohesión; si ésta no influye, los

valores disminuirán. Dicho coeficiente es de 0.64 entre una superficie de concreto-gavión. Por seguridad se adopta tan ϕ independiente de la cohesión, admitiéndose que el deslizamiento se produce entre suelo y suelo.

TABLA 5.2 PESO ESPECÍFICO DE DIVERSOS TIPOS DE ROCA

| Tipo de roca | Peso específico γ_s , en t/m^3 |
|-----------------|--|
| basalto | 2.9 |
| granito | 2.6 |
| caliza compacta | 2.5 |
| traquita | 2.5 |
| guijarro de río | 2.3 |
| arenisca | 2.3 |
| caliza tierna | 2.2 |
| toba | 2.7 |

Volteamiento

Al considerar como fuerza estabilizante el peso propio del muro y el componente vertical del empuje activo y como fuerza desestabilizante el componente horizontal del mismo empuje, se llega a

$$M_v = E_h d \quad (5.9)$$

$$M_r = W S' + E_v S'' \quad (5.10)$$

$$S' = B \cos \alpha - \frac{H}{3} \left[\frac{H + 3 h_s}{H + 2 h_s} \right] \frac{1}{\tan \beta} \quad (5.11)$$

$$S'' = X_g \cos \alpha + Y_g \sin \alpha \quad (5.12)$$

donde

S' distancia vertical entre el punto de volteamiento F (ver fig 5.3) y el punto de aplicación del empuje activo

S'' distancia horizontal entre el punto de volteamiento F (ver fig 5.3) y el punto de aplicación del empuje activo

X_g, Y_g coordenadas del centro de gravedad referidas a un sistema coordenado cuyo origen coincide con el punto F (ver fig 5.3)

En ningún caso, el momento de volteo M_v producido por las fuerzas desestabilizantes debe ser mayor que el momento resistente M_r generado por las estabilizantes.

El coeficiente de volteamiento C_v será igual a 1.5 o mayor, es decir

$$C_v = \frac{M_r}{M_v} \geq 1.5 \quad (5.13)$$

Carga sobre el terreno

Al suponer que existe una distribución lineal de esfuerzos sobre el terreno, no se debe admitir fatigas mayores que las estipuladas como de trabajo del terreno. Cuando la resultante cae dentro del núcleo central de la base, los esfuerzos resultantes, obtenidos mediante la aplicación de la fórmula de la escuadría, están dados por

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_1 \\ \sigma_2 \end{array} \right\} = \frac{N}{B} \left[1 \pm \frac{6e}{B} \right] \quad (5.14)$$

para el caso de $e < \frac{B}{6}$

donde

N resultante de las fuerzas normales en la base del muro (fig 5.3) e igual a

$$N = (W + E_v) \cos \alpha + E_h \operatorname{sen} \alpha \quad (5.14 a)$$

e excentricidad, en m (ver fig 5.3); está dada por

$$e = \frac{B}{2} - \left[\frac{M_r - M_v}{N} \right] \quad (5.14 b)$$

σ_1, σ_2 esfuerzos de trabajo (ver tablas 5.3 y 5.4).

TABLA 5.3 ESFUERZOS DE TRABAJO DEL TERRENO

| Tipo de material | Esfuerzo, en kgf/cm ² |
|--|---|
| Roca viva, maciza, sin laminaciones, fisuras o signos de descomposición, como: gneis, granito, basalto | 100 |
| Roca laminada con pequeñas fisuras, estratificada, como: esquisto | 35 |
| Depósitos compactos y continuos de rocas y piedras de diversos tipos | 10 |
| Suelo cementado | 8 |
| Grava compacta o mezclas compactas de arena y grava | 5 |
| Grava suelta o mezclas de arena y grava; arena gruesa compacta | 3 |
| Arena gruesa suelta; arena fina compacta | 2 |
| Arena fina suelta | 1 |
| Arcilla dura | 3 |
| Arcilla compacta | 2 |
| Arcilla medianamente compacta | 1 |
| Arcilla blanda | Se requiere de estudios de geotecnia o experiencia local. |
| Arcilla muy blanda | |
| Rellenos | |
| Otros tipos de suelo no incluidos en esta tabla | |

TABLA 5.4 ESFUERZOS DE TRABAJO DEL TERRENO

| A R E N A S | | |
|---|-------------------|--|
| Resistencia a la penetración, número de golpes/30 cm | Compacidad | Esfuerzo, en kgf/cm² |
| 0 – 4 | muy suelta | - |
| 4 – 10 | suelta | 0.8 |
| 10 – 30 | media | 0.8 – 3.0 |
| 30 – 50 | compacta | 1.0 – 5.0 |
| 50 | muy compacta | 5.0 |

| A R C I L L A S | | |
|---|---------------------|--|
| Resistencia a la penetración, número de golpes/30 cm | Consistencia | Esfuerzo, en kgf/cm² |
| 2 | muy blanda | 0 – 0.45 |
| 2 – 4 | blanda | 0.45 – 0.90 |
| 4 – 8 | media | 0.90 – 1.80 |
| 8 – 15 | compacta | 1.80 – 3.60 |
| 15 - 30 | muy compacta | 3.60 – 7.20 |
| 30 | dura | 7.20 |

Si la resultante cae fuera del núcleo central, se reduce la sección de trabajo de la base, como puede ocurrir en los muros con gaviones por su gran flexibilidad; la excentricidad real valdrá en este caso

$$e' = \frac{B}{2} - e \quad (5.15)$$

Para $e > B/6$, los esfuerzos de trabajo σ_1 y σ_2 , en t/m^2 , están dados por

$$\sigma_1 = \frac{2 N}{3 e'} \quad (5.16)$$

$$\sigma_2 = \sigma_1 \left[\frac{B - 3 e'}{3 e'} \right] \quad (5.17)$$

Se recomienda que $\sigma_2 \leq 2 t/m^2$ en presión y σ_1 no debe sobrepasar la presión admisible del terreno.

Verificación en secciones intermedias τ

Se requiere verificar la estabilidad en secciones intermedias del muro de retención, para evitar la falla de la estructura. Al considerar las fuerzas estabilizantes, que son el peso propio del muro y el componente vertical del empuje activo, y la fuerza desestabilizante, que es el componente horizontal de dicho empuje hasta la sección de análisis, los esfuerzos resultantes a la compresión y a la tensión tangencial se obtienen con

$$\sigma_{m\acute{a}x} = \frac{N}{0.8 X} \quad (5.18)$$

$$\tau_{m\acute{a}x} = \frac{T}{B}$$

donde

$\sigma_{m\acute{a}x}$ esfuerzo resultante a la compresión en la sección de análisis

$\tau_{m\acute{a}x}$ tensión tangencial en la sección de análisis

N resultante de las fuerzas normales en la sección de análisis (ver fig 5.4)

$$N = (W + E_v) \cos \alpha + E_h \operatorname{sen} \alpha \quad (5.18 a)$$

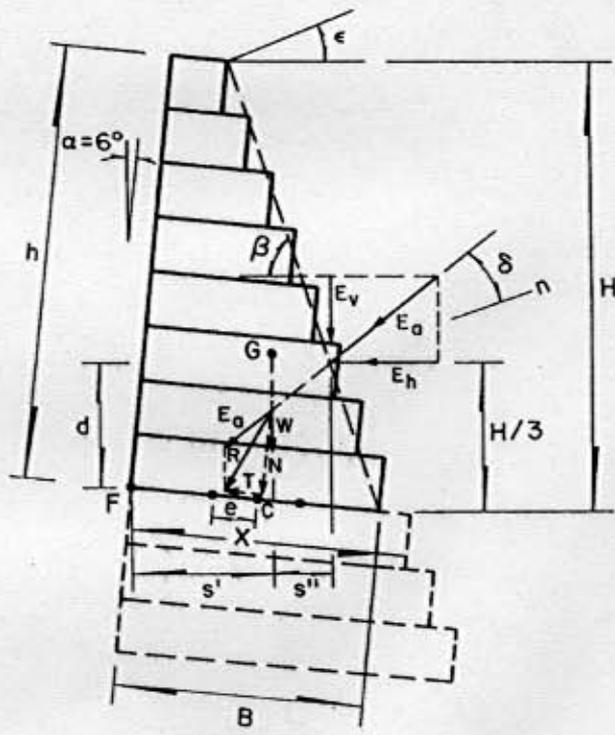
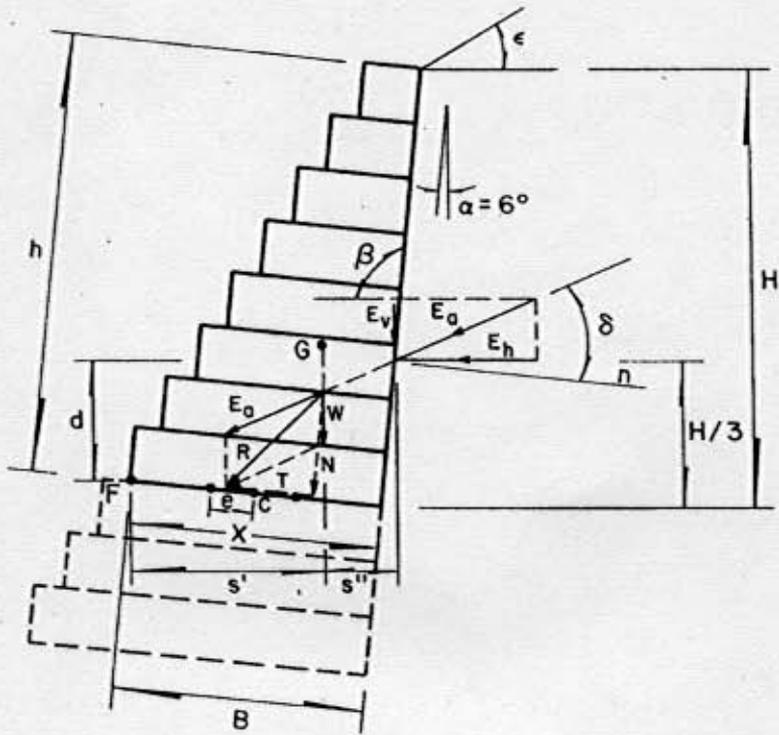


Fig 5.4 Fuerzas estabilizantes y desestabilizantes para una sección intermedia en los muros de retención

T resultante de las fuerzas tangenciales en la sección de análisis (ver fig 5.4)

$$T = E_h \cos \alpha - (W + E_v) \operatorname{sen} \alpha \quad (5.18 \text{ b})$$

X ancho de la sección que está trabajando a la compresión (ver fig 5.4)

$$X = \frac{0.5 B - e}{0.4} \quad (5.18 \text{ c})$$

B ancho de la base de la sección de análisis (ver fig 5.4)

e excentricidad de la resultante, en la sección de análisis (ver fig 5.4), en la sección de análisis

$$e = \frac{B}{2} - \frac{M}{N} \quad (5.18 \text{ d})$$

M momento actuante en la sección de análisis, que tome en cuenta el momento resistente M_r (ver ec 5.10) y el de volteo M_v (ver ec 5.9)

$$M = M_r - M_v \quad (5.18 \text{ e})$$

Los valores de $\sigma_{m\acute{a}x}$ y $\tau_{m\acute{a}x}$ no debe rebasar las variaciones admisibles dadas por

$$\sigma_{adm} = 50 \gamma_g - 30 \quad (5.19)$$

$$\tau_{adm} = \frac{N}{B} \tan \varphi^* + C_g$$

donde

- σ_{adm} esfuerzo normal admisible, en t/m^2
 τ_{adm} tensión tangencial admisible, en t/m^2
 γ_g peso específico de los gaviones, en t/m^3 (ver ec 5.8)
 φ^* ángulo de fricción interna de los gaviones, en grados

$$\varphi^* = 25 \gamma_g - 10 \quad (5.19 \text{ a})$$

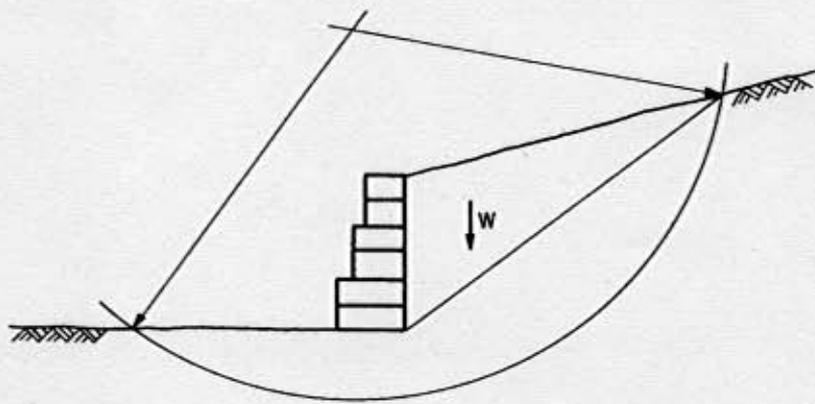
- C_g cohesión (agarre) del gavión, en t/m^2

$$C_g = 10 (0.03 P_u - 0.05) \quad (5.19 \text{ b})$$

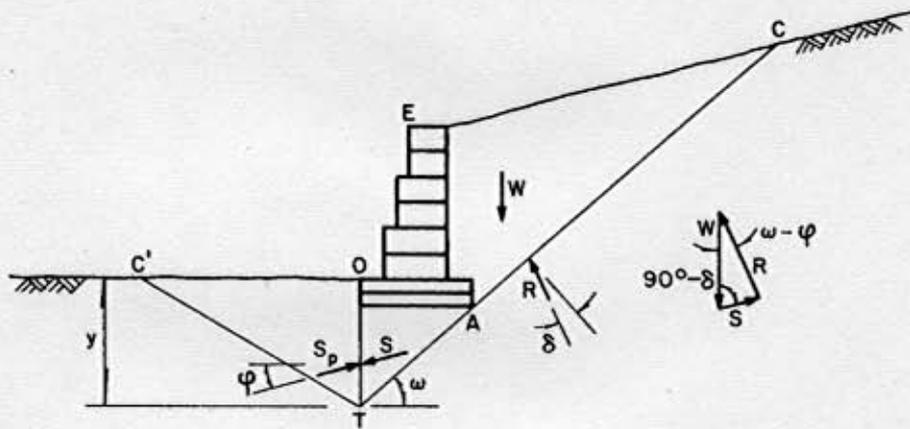
- P_u peso de la red metálica, en kgf/m^3 ; para gaviones tipo estándar, vale entre 8.6 y 12 kgf/m^3 con alturas del gavión h de 1.0 a 0.5 m, respectivamente. En el tercio inferior de muros de gran altura, conviene colocar gaviones de 0.5 m.

Seguridad contra falla global

La inestabilidad de un muro de retención formado con gaviones puede presentarse por una falla del conjunto suelo-muro a lo largo de una superficie curva de deslizamiento, más o menos cilíndrica (ver fig 5.5). Por consiguiente, se requiere establecer las condiciones de equilibrio de todas las fuerzas que actúan en la masa deslizante. El análisis se realiza para diversas superficies y se determina aquella de falla crítica, por ejemplo, el método de las fajas (Fellenius) y el de Bishop, entre otros. Otro sistema simplificado aproxima la superficie de rotura a una recta (ver fig 5.5). Para el detalle de tales procedimientos, se sugiere consultar literatura específica sobre el tema.



a) Falla circular



b) Falla recta

Fig 5.5 Esquemas para la verificación de la falla global

5.2.3 Recomendaciones de diseño

Los muros de sostenimiento hechos con gaviones tienen algunas ventajas, por ejemplo: su construcción es rápida; son permeables y, por tanto, proporcionan un buen drenaje; son flexibles y resisten los asentamientos diferenciales sin romperse; además, son relativamente económicos.

Estos muros se construyen en capas, al igual que la mampostería; por ello, se puede decir que se parecen a un ladrillo flexible de tamaño grande.

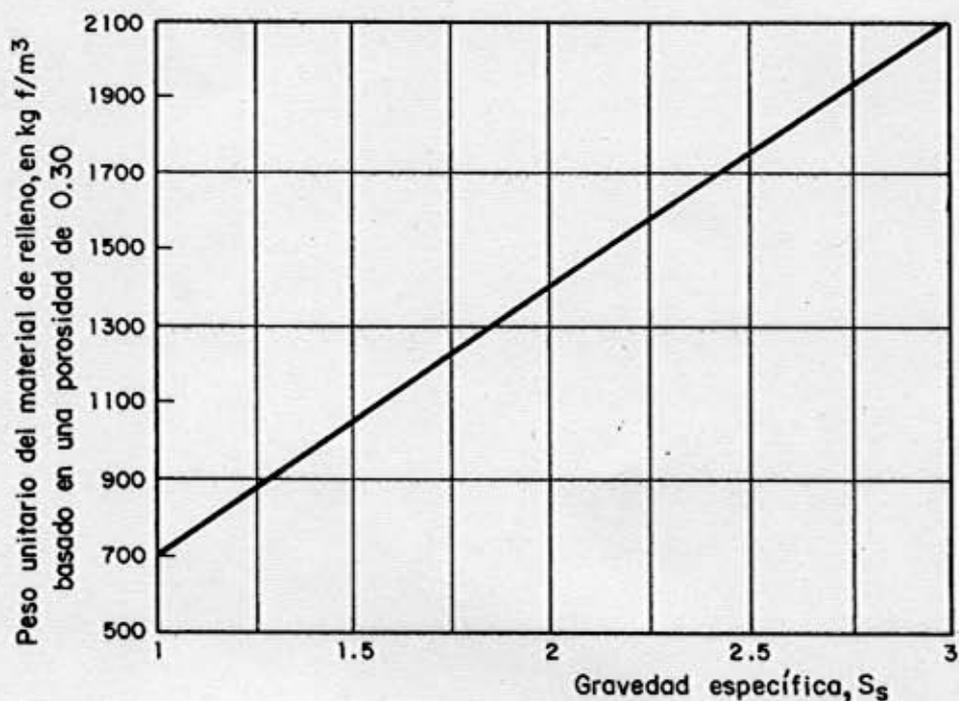
El muro de retención puede ser de pared lisa o escalonada (ver fig 5.1); la selección de cualquiera de estas dos formas depende del criterio del proyectista. En la práctica, se ha encontrado que el muro escalonado es más fácil de construir cuando la altura del mismo rebasa los 3 m.

Los muros muy altos pueden tener escalones en ambos lados de la parte inferior correspondiente (ver fig 5.1). En ocasiones, los muros con paramento vertical externo son preferidos por motivos funcionales o decorativos; sin embargo, desde el punto de vista estético, en general, puede decirse que resultan más adecuados los muros con escalones externos y se recomienda su uso cuando tienen una altura grande y se les debe dar una inclinación $\alpha = 6^\circ$ contra el relleno (ver fig 5.2).

En el caso de muros hechos con gaviones la superficie de empuje del terreno, corresponde al paramento interno del muro; si dicho paramento es escalonado, se considera como superficie de empuje la línea discontinua de la fig 5.2 y con ella se calcula el ángulo β .

El peso específico unitario de un gavión depende del tamaño y forma del material de relleno, de la manera de colocar este material (mecánica o manual) y de la gravedad específica del material empleado, S_s .

El material con el que se llena el gavión tiene un diámetro que varía entre los 10 y 20 cm; esto ayuda a trabajar adecuadamente con equipo mecánico y obtener un buen acomodamiento dentro de las canastas. En pruebas realizadas con materiales de diferentes formas y tamaños se ha encontrado que al utilizar una porosidad del 30 por ciento en el cálculo del peso específico unitario de un gavión lleno da buenos resultados. Con ayuda de la fig 5.6 se obtiene el peso específico unitario en función de la gravedad específica; en esa misma figura, también aparecen los valores usuales de S_s para diferentes tipos de material.



| Gravedad específica de materiales comunes | |
|---|-----|
| Basalto | 3.0 |
| Ladrillo | 2.0 |
| Concreto partido | 2.4 |
| Granito | 2.7 |
| Piedra caliza | 2.5 |
| Areniscas | 2.2 |
| Andesitas | 2.7 |

Fig 5.6 Peso unitario del material de relleno para el diseño de gaviones [3]

El coeficiente de fricción f que se desarrolla entre la base del muro de gaviones y un suelo no cohesivo se puede suponer que es igual a la tangente del ángulo de fricción interna del suelo. Lo mencionado se basa en el hecho de que la superficie del muro es muy rugosa y el material del suelo penetra en los huecos que dejan las piedras que constituyen el gavión; por este motivo, la fricción se efectúa entre las partículas del suelo y no entre éstas y el

gavión. Lo anterior se puede comprobar revisando la parte inferior de un muro volcado a propósito.

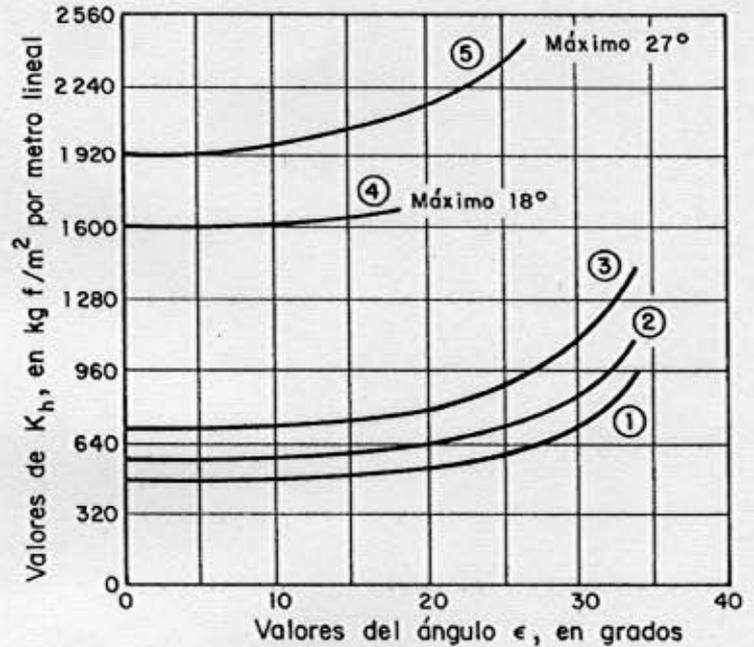
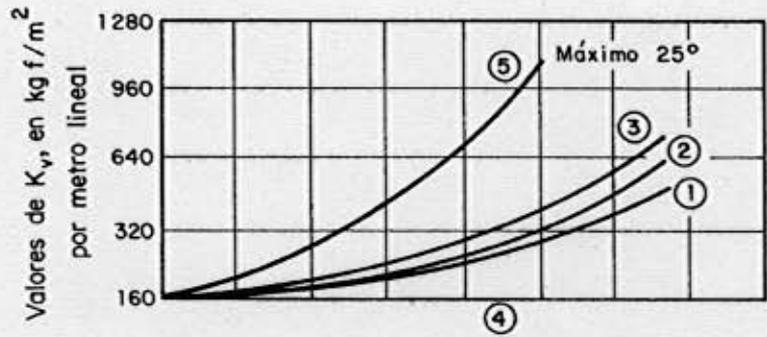
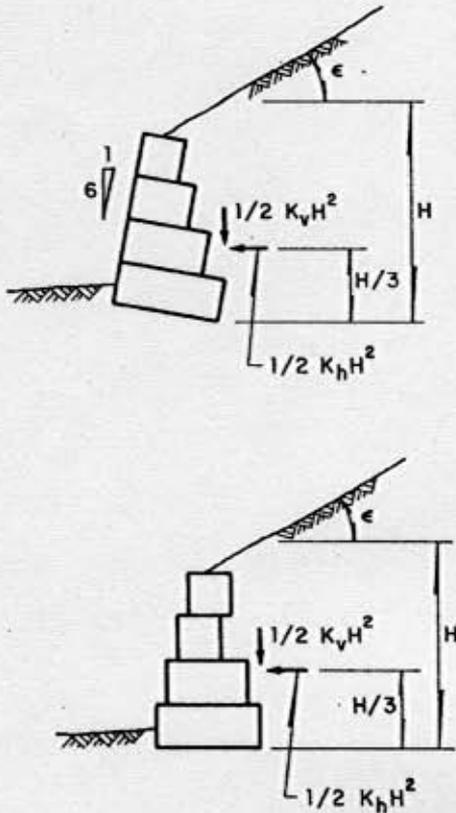
Si el muro está colocado sobre un suelo cohesivo como la arcilla, la resistencia al deslizamiento se calcula con base en la cohesión de ella. Cuando se tiene una arcilla muy dura, se recomienda construir una zanja angosta en el sitio donde se va a desplantar el muro y llevarla hasta una altura de 15 cm con grava limpia, de aproximadamente 7 cm de diámetro, bien compactada.

Para muros de gaviones que van a sostener taludes hechos con arcilla, se requiere construir un sistema de contrafuertes formados por gaviones. La separación entre contrafuertes, que es función del tipo, humedad y cohesión del suelo, se puede conocer con ayuda de la tabla siguiente (Secretaría de Obras Públicas, Colombia).

| Tipo de suelo | Humedad, en porcentaje | Cohesión, en kg/cm² | Separación entre contrafuertes, en m |
|----------------------|-------------------------------|---------------------------------------|---|
| Arcilla muy blanda | 40 | 21 | 4 |
| Arcilla blanda | 35 | 28 | 5 |
| Arcilla semidura | 33 - 30 | 42 - 56 | 6 - 7 |
| Arcilla dura | 27 - 25 | 70 - 106 | 8 - 9 |

El inicio de los contrafuertes va desde la cara exterior del muro hasta un punto localizado al menos 2 m dentro de la línea de falla del talud.

Los contrafuertes contribuyen a disminuir el empuje hidrostático al drenar el material. En el diseño de un muro de contención cuya altura no sobrepase los 6 m, el cálculo del empuje de tierra no debe hacerse de manera muy precisa, y más bien se recomienda que ello se haga con métodos semiempíricos. En la fig 5.7 se presenta un procedimiento gráfico para determinar dichos empujes. Al igual que en otros casos, se sugiere que la cimentación de los muros de sostenimiento se haga por debajo de la línea de falla cuando el suelo esté constituido por arenas o por arcillas arenosas.



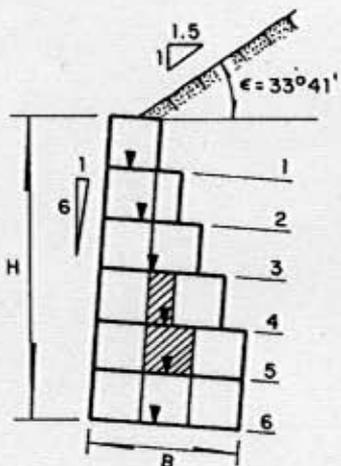
- ① Arena limpia o grava GW, GP, SW, SP*
- ② Arena o grava sucia de baja permeabilidad: GM, GM-GP, SM, SM, SM-SP*
- ③ Limos y arcillas residuales duras, arena fina limosa: CL, ML, CH, MH, SM, SC, GC*
- ④ Arcilla blanda o muy blanda, arcilla limosa, limos orgánicos: CL, ML, OL, CH, MH, OH*
- ⑤ Arcilla compacta o medianamente compactada, depositada en trozos y protegida contra la infiltración: CL, CH*

Para los materiales del tipo 1, los cálculos se efectúan con un valor de $H=1.20\text{m}$, menor que el real. La resultante se considera aplicada a una altura $(H-1.20)$ por encima de la base.

* Ver tabla 5.5.

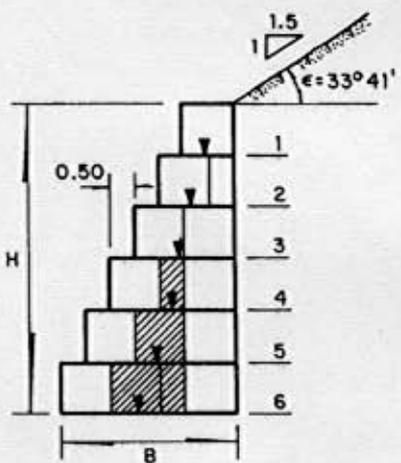
Fig 5.7 Empuje de tierra para el diseño de muros de retención [3]

Para los suelos tipo 1 y 2, incluidos en la fig 5.9, se propone usar las figs 5.8 y 5.9 para determinar los muros que ayudarán a sostener dicho tipo de suelos. Se utilizó un peso específico unitario del gavión de 1760 kg/m³ y el material de relleno también tiene dicho peso; si el material para llenar las canastas no tiene ese peso, no pueden emplearse las figuras mencionadas.



| Nº de niveles | H (m) | B (m) | Notas |
|---------------|-------|-------|--|
| 1 | 1 | 1 | La pared exterior puede ser vertical |
| 2 | 2 | 1.5 | |
| 3 | 3 | 2 | |
| 4 | 4 | 2.5 | |
| 5 | 5 | 3 | La porción sombreada del nivel 4 no requiere canasta |
| 6 | 6 | 3 | Las porciones sombreadas de los niveles 4 y 5 no requieren canasta |

a) Pared exterior con talud



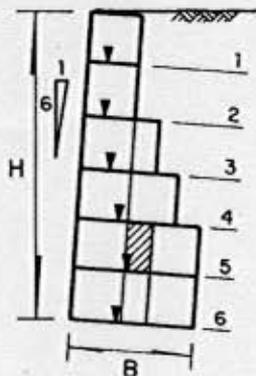
| Nº de niveles | H (m) | B (m) | Notas |
|---------------|-------|-------|--|
| 1 | 1 | 1 | |
| 2 | 2 | 1.5 | |
| 3 | 3 | 2 | |
| 4 | 4 | 2.5 | |
| 5 | 5 | 3 | La porción sombreada del nivel 4 no requiere canasta |
| 6 | 6 | 3.5 | Las porciones sombreadas de los niveles 4 y 5 no requieren canasta |

b) Pared exterior escalonada

▼ Localización de la resultante del peso del muro y el empuje de tierra

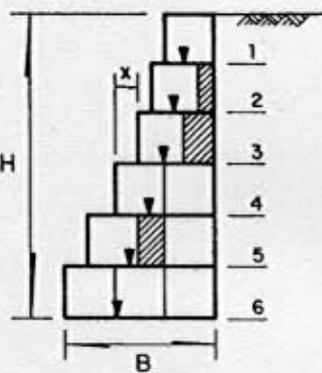
Estos diseños son para suelos tipo ① y (fig 5.7)

Fig 5.8 Diseño de muros de retención [3]



a) Pared exterior con talud 1:6

| Nº de niveles | H (m) | B (m) | Notas |
|---------------|-------|-------|--|
| 1 | 1 | 1 | La pared exterior puede ser vertical |
| 2 | 2 | 1 | |
| 3 | 3 | 1.5 | |
| 4 | 4 | 2 | |
| 5 | 5 | 2.5 | |
| 6 | 6 | 2.5 | La porción sombreada en el nivel 5 no requiere canasta |



b) Pared exterior escalonada

| Nº de niveles | H (m) | B (m) | x | Notas |
|---------------|-------|-------|------|--|
| 1 | 1 | 1.0 | | |
| 2 | 2 | 1.3 | 0.30 | |
| 3 | 3 | 1.6 | 0.30 | La porción sombreada en el nivel 2 no requiere canasta |
| 4 | 4 | 2.0 | 0.40 | Las porciones sombreadas en los niveles 2 y 3 no requieren canasta |
| 5 | 5 | 2.5 | 0.50 | Usar contrafuertes c/3m en el nivel 4. Ver notas nivel 4 |
| 6 | 6 | 3.0 | 0.50 | Ver notas para los niveles 4 y 5 |

▼ Localización de la resultante del peso del muro y el empuje de tierra

Estos diseños son para suelos tipo ① y (fig 5.7)

Fig 5.9 Diseño de muros de retención [3]

Estos muros se diseñaron para que la resultante de las fuerzas cayera dentro del tercio medio de base, y el factor de seguridad contra el volteo tuvo un valor mínimo de 2. La seguridad contra el volteo se tiene cuando la presión sobre el suelo que está debajo de la

base no excede a la capacidad de soporte de dicho suelo. Los muros de las figs 5.8 y 5.9 son seguros para suelos con capacidad de carga de 10 t/m^2 .

En la tabla 5.5, se muestran los valores de capacidad de carga permisible para diferentes tipos de suelo; si la presión calculada es mayor que esta capacidad hay que ampliar el área de la base.

TABLA 5.5 VALORES DE LA CAPACIDAD DE CARGA PERMISIBLE PARA DIFERENTES TIPOS DE SUELO [3]

| TIPO DE MATERIAL | CONSISTENCIA EN EL SITIO | CAPACIDAD DE CARGA PERMISIBLE, EN t/m^2 |
|---|---------------------------------|--|
| Mezcla bien graduada de suelos finos y suelos granulares gruesos (5 mm) ; residuos de roca de origen glacial, arcillas compactas, arcillas con tronco de roca (GW – GC, GC, SC) | Muy compacta | 108 |
| Cascajo, mezcla de cascajo y arena. Mezcla de cascajo mal graduado (GW, GP, SW, SC) | Muy compacta | 86 |
| | Compacta a suelta | 64 |
| | Suelta | 43 |
| Arena gruesa a media, arena con algo de cascajo (SW, SP) | Muy compacta | 43 |
| | Compacta a suelta | 32 |
| | Suelta | 21 |
| Arena fina a media, limo o arcilla media a arcilla gruesa (SW, SM, SC) | Muy compacta | 32 |
| | Compacta a suelta | 21 |
| | Suelta | 16 |
| Arena fina, limo o arcilla media a arena fina (SP, SM, SC) | Muy compacta | 32 |
| | Compacta a suelta | 21 |
| | Suelta | 16 |
| Arcilla inorgánica homogénea, arcilla arenosa o limosa | Muy dura a dura | 43 |
| | Blanda a dura | 21 |
| | Blanda | 5 |
| Limo inorgánico, limo arenoso o arcilloso, limo estratificado-arcilla-arena fina (ML, MH) | Muy dura a dura | 32 |
| | Blanda a dura | 16 |
| | Blanda | 5 |

Las tablas incluidas en las figs 5.8 y 5.9 proporcionan las dimensiones para muros construidos en capas de 1 m de altura; los valores para alturas intermedias se obtienen reduciendo el espesor de la base a la mitad (0.5 m) o bien disminuyendo la altura del nivel superior hasta los 0.3 m; el gavión colocado en la cimentación de un muro con pared interior escalonada no puede tener un espesor menor de 0.5 m, debido a que los gaviones delgados son muy flexibles y, como consecuencia resultan inadecuados para transmitir las cargas.

Mendoza (1992) recomienda que, para reducir o evitar la migración del material retenido tras el muro, se debe colocar un geotextil, como interfase, y sugiere utilizar un talud de 1 H a 10 V cuando el muro es inclinado.

5.3 Aplicación

Se trata de verificar la estabilidad de un muro de retención de gaviones (ver fig 5.10), siendo el peso específico de la piedra de relleno de 2.43 t/m^3 y las características del terreno $\gamma_s = 1.8 \text{ t/m}^3$, $\phi = 30^\circ$ y $C = 0 \text{ t/m}^2$. El suelo de la base es una arcilla arenosa con capacidad de carga de 2 kg/cm^2 y $\phi = 27^\circ$. El muro tiene una inclinación contra el terreno de 6° y una altura total medida paralelamente a la cara externa de la estructura de 4.0 m. El talud sobre el muro es horizontal y requiere una sobrecarga de 3.0 t/m^2 .

a) Cálculo del empuje

De la fig 5.10, $h = 4.0 \text{ m}$ (dato), $B = 3.0 \text{ m}$ (dato), $a = 1.0 \text{ m}$ (dato), el ángulo formado por el plano de empuje y la horizontal vale

$$\beta = \left[\tan^{-1} \left(\frac{h}{B-a} \right) \right] + \alpha = \tan^{-1} \left[\frac{4.0}{3.0 - 1.0} \right] + 6^\circ = 69.435^\circ$$

De la ec 5.3, el coeficiente de empuje activo vale

$$K_a = \frac{\text{sen}^2(\beta + \varphi)}{\text{sen}^2 \beta \text{sen}(\beta - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\varphi + \delta) \text{sen}(\varphi - \varepsilon)}{\text{sen}(\beta - \delta) \text{sen}(\beta + \varepsilon)}} \right]^2}$$

Para $\varphi = 30^\circ$ (dato), $\delta = 30^\circ$ (dato), $\varepsilon = 0^\circ$ (dato), sustituyendo valores,

$$K_a = \frac{\text{sen}^2(69.435)}{\text{sen}^2(69.435) \text{sen}(69.435 - 30) \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(30 + 30) \text{sen}(30 - 0)}{\text{sen}(69.435 - 30) \text{sen}(69.435 + 0)}} \right]^2}$$

$$K_a = 0.508$$

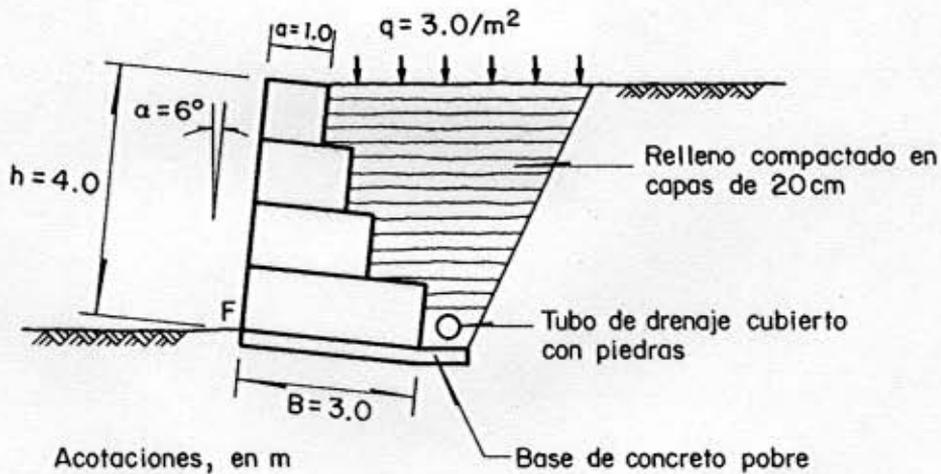


Fig 5.10 Sección transversal del muro de sostenimiento

De la ec 5.2, la altura H es igual a

$$H = [h + (B + a) \tan \alpha] \cos \alpha$$

$h = 4.0m(\text{dato}), B = 3.0m(\text{dato}), \alpha = 6^\circ(\text{dato}), a = 1.0m(\text{dato})$, al sustituir valores,

$$H = [4.0 + (3.0 + 1.0) \tan 6^\circ] \cos 6^\circ = 4.39 \text{ m}$$

De la ec 5.4, el empuje E_a

$$E_a = \frac{1}{2} K_a \gamma_s H^2 \left[1 + \frac{2h_s}{H} \right] - 2K_a^{1/2} CH$$

$$h_s = \frac{q}{\gamma_s}$$

Con $q = 3.0 \text{ t/m}^2$ (dato), $\gamma_s = 1.8 \text{ t/m}^3$ (dato), $K_a = 0.508$ (calculado), $H = 4.39$ (calculado),
 $C = 0 \text{ t/m}^2$ (dato); sustituyendo valores,

$$h_s = \frac{3.0}{1.8} = 1.667 \text{ m}$$

$$E_a = \frac{1}{2} (0.508)(1.8)(4.39)^2 \left[1 + \frac{2(1.667)}{4.39} \right] - 2(0.508)^{1/2}(0)(4.39)$$

$$E_a = 15.50 \text{ t/m}$$

De la ec 5.5, el punto de aplicación d es igual a

$$d = \frac{H}{3} \left[\frac{H + 3h_s}{H + 2h_s} \right] - B \sin \alpha$$

Para $H=4.39 \text{ m}$ (calculado), $h_s = 1.667 \text{ m}$ (calculado), $B = 3.0 \text{ m}$ (dato), $\alpha=6^\circ$ (dato), al sustituir valores,

$$d = \frac{4.39}{3} \left[\frac{4.39 + 3(1.667)}{4.39 + 2(1.667)} \right] - 3.0 \sin 6^\circ = 1.779 \text{ m}$$

b) Estabilidad del muro

b.1 Verificación de la seguridad contra deslizamiento

De las ecs 5.6, los componentes vertical y horizontal de E_a valen

$$E_v = E_a \sin(90^\circ + \delta - \beta)$$

$$E_h = E_a \cos(90^\circ + \delta - \beta)$$

Si $E_a = 15.50 \text{ t/m}$ (calculado), $\delta = 30^\circ$ (dato), $\beta = 69.435^\circ$ (calculado); sustituyendo valores,

$$E_h = 15.50 \sin(90^\circ + 30^\circ - 69.435^\circ) = 11.97 \text{ t/m}$$

$$E_v = 15.50 \cos(90^\circ + 30^\circ - 69.435^\circ) = 9.84 \text{ t/m}$$

De la ec 5.8, el peso específico de los gaviones vale

$$\gamma_g = \gamma_s (1 - n)$$

Con $\gamma_s = 2.43 \text{ t/m}^3$ (dato), $n = 0.30$ (especificación), sustituyendo estos valores,

$$\gamma_g = 2.43(1 - 0.30) = 1.70 \text{ t/m}^3$$

Con la ayuda de la geometría de la fig 5.10, el peso del muro de retención, por unidad de ancho vale

$$W = [\text{área de la sección del muro}] \gamma_g$$

Para área de la sección = 7.5 m^2 (calculada), $\gamma_g = 1.70 \text{ t/m}^3$ (calculado), sustituyendo valores,

$$W = 7.5 (1.70) = 12.75 \text{ t/m}$$

De la ec 5.7, el coeficiente de deslizamiento es igual a

$$C_D = \frac{[(W + E_v) \cos \alpha + E_h \sin \alpha] \tan \varphi + (W + E_v) \sin \alpha + CB}{E_h \cos \alpha}$$

Si $W = 12.75 \text{ t/m}$ (calculado), $E_v = 11.97 \text{ t/m}$ (calculado), $E_h = 9.84 \text{ t/m}$ (calculado), $\alpha = 6^\circ$ (dato), $\varphi = 30^\circ$ (dato), $C = 0 \text{ t/m}^2$ (dato), $B = 3.0 \text{ m}$ (dato), sustituyendo valores,

$$C_D = \frac{[(12.75 + 11.97)\cos 6^\circ + 9.84\text{sen}6^\circ]\tan 30^\circ + (12.75 + 11.97)\text{sen}6^\circ + 0(3)}{9.84\cos 6^\circ}$$

$$C_D = 1.77$$

Como se observa, el valor de C_D es mayor de 1.5; por tanto, se cumple la especificación, es decir, no se produce el deslizamiento del muro de retención.

b.2 Verificación de la seguridad contra volteamiento

De la ec 5.9, el momento de volteo es igual a

$$M_V = E_h d$$

Con $E_h = 9.84$ t/m (calculado), $d = 1.779$ (calculado), sustituyendo valores,

$$M_V = 9.84(1.779) = 17.50 \text{ t-m/m}$$

De la ec 5.11, la distancia horizontal entre el punto de volteamiento F y el punto de aplicación del empuje activo vale

$$S' = B \cos \alpha - \frac{H}{3} \left[\frac{H + 3h_s}{H + 2h_s} \right] \frac{1}{\tan \beta}$$

Para $B = 3.0$ (dato), $\alpha = 6^\circ$ (dato), $H = 4.36$ m (calculado), $h_s = 1.667$ m (calculado) y $\beta = 69.435^\circ$ (calculado), sustituyendo valores,

$$S' = 3.0 \cos 6^\circ - \frac{4.39}{3} \left[\frac{4.39 + 3(1.667)}{4.39 + 2(1.667)} \right] \frac{1}{\tan 69.435^\circ} = 5.32 \text{ m}$$

De la ec 5.12, el punto de aplicación del peso se localiza en

$$S'' = X_g \cos \alpha + Y_g \text{sen} \alpha$$

Si $X_g = 1.17$ m, $Y_g = 1.68$ m (valores obtenidos gráficamente), $\alpha = 6^\circ$ (dato), sustituyendo los datos,

$$S'' = 1.17 \cos 6^\circ + 1.68 \sin 6^\circ = 1.33 \text{ m}$$

De la ec 5.10, el momento resistente

$$M_r = WS' + E_v S''$$

Con $W = 12.75$ t/m (calculado), $S'' = 1.33$ m (calculado), $E_v = 11.97$ t/m (calculado), $S' = 5.32$ m (calculado), sustituyendo,

$$M_r = 12.75(1.33) + 11.97(5.32) = 44.72 \text{ t-m/m}$$

De la ec 5.13, el coeficiente de volteamiento es igual a

$$C_v = \frac{M_r}{M_v} \geq 1.5$$

Para $M_r = 44.72$ t-m/m (calculado), $M_v = 17.50$ t-m/m (calculado), sustituyendo los datos anteriores,

$$C_v = \frac{44.50}{17.50} = 5.45 > 1.5$$

Como el valor de C_v calculado es mayor de 1.5, por tanto, el muro de retención no se volteará.

b.3 Verificación de las tensiones en el suelo

De la ec. 5.14 a, la resultante de las fuerzas normales vale

$$N = (W + E_v)\cos\alpha + E_h\sin\alpha$$

Si $W = 12.75$ t/m (calculado), $E_v = 11.97$ t/m (calculado), $\alpha = 6^\circ$ (dato), $E_h = 9.84$ t/m (calculado), sustituyendo valores,

$$N = (2.75 + 11.97)\cos 6^\circ + 9.84\sin 6^\circ = 25.61 \text{ t/m}$$

Por otra parte, de la ec 5.14 b, la excentricidad de la resultante es

$$e = \frac{B}{2} - \left[\frac{M_r - M_v}{N} \right]$$

Con $B = 3.0$ (dato), $M_r = 44.72$ t-m/m (calculado), $M_v = 17.50$ t-m/m (calculado), $N = 25.61$ t/m (calculado), sustituyendo valores,

$$e = \frac{3.0}{2} - \left[\frac{44.72 - 17.50}{25.61} \right] = 0.43 \text{ m}$$

De acuerdo con este valor, la resultante cae dentro del núcleo central, es decir, se localiza dentro del tercio medio de la base, dado que $e < B/6$; por tanto, se tiene que $0.43 < 0.5$ m.

De la ec. 5.14, los esfuerzos resultantes valen

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_1 \\ \sigma_2 \end{array} \right\} = \frac{N}{B} \left[1 \pm \frac{6e}{B} \right]$$

Para $N = 25.61$ t/m (calculado), $B = 3.0$ m (dato), $e = 0.43$ m (calculado), sustituyendo valores,

$$\sigma_1 = \frac{25.61}{3.0} \left[1 + \frac{6(0.43)}{3.0} \right] = 15.87 \frac{t}{m^2} = 1.587 \frac{kg}{cm^2}$$

$$\sigma_2 = \frac{25.61}{3.0} \left[1 - \frac{6(0.43)}{3.0} \right] = 1.19 \frac{t}{m^2} = 0.119 \frac{kg}{cm^2}$$

Ambos resultados son menores al permisible de 2 kg/cm^2 (dato).

b.4 Verificación de una sección intermedia

Como ejemplo ilustrativo, se revisará la sección que se presenta enseguida, despreciando el gavión de la base.

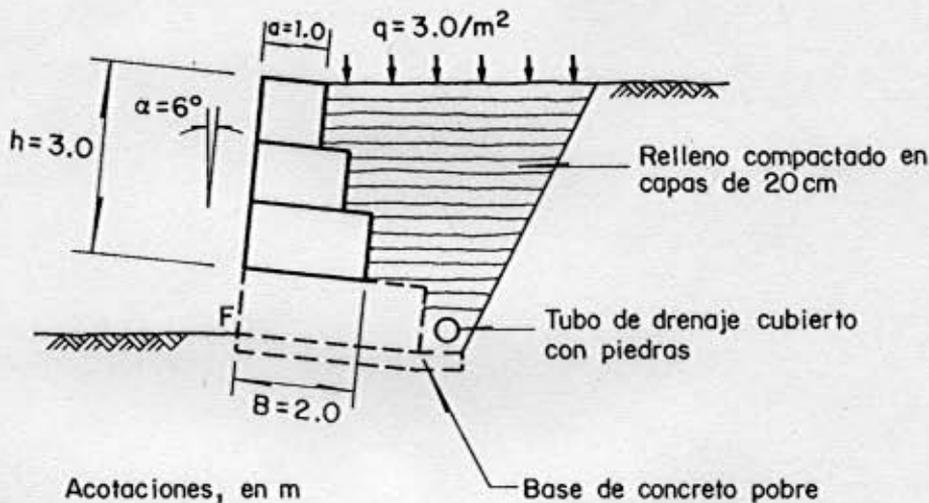


Fig 5.11 Sección transversal intermedia del muro de sostenimiento

De la fig. 5.11, el ángulo formado por el plano del empuje y la horizontal está dado por

$$\beta = \left[\tan^{-1} \left[\frac{h}{B-a} \right] \right] + \alpha$$

Si $h = 3.0$ m (dato), $B = 2.0$ m (dato), $\alpha = 6^\circ$ (dato), sustituyendo valores,

$$\beta = \left[\tan^{-1} \left[\frac{3}{2-1} \right] \right] + 6 = 77.565^\circ$$

De la ec. 5.3, el coeficiente de empuje activo es igual a

$$K_a = \frac{\text{sen}^2(\beta + \varphi)}{\text{sen}^2 \beta \text{sen}(\beta - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\varphi + \delta) \text{sen}(\varphi - \varepsilon)}{\text{sen}(\beta - \delta) \text{sen}(\beta + \varepsilon)}} \right]^2}$$

Con $\varphi = 30^\circ$ (dato), $\delta = 30^\circ$ (dato), $\varepsilon = 0^\circ$ (dato), $\beta = 77.565^\circ$ (calculado), sustituyendo valores,

$$K_a = \frac{\text{sen}^2(77.565 + 30)}{\text{sen}^2(77.565) \text{sen} \left(77.565 - 30 \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(30 + 30) \text{sen}(30 - 0)}{\text{sen}(77.565 - 30) \text{sen}(77.565 + 0)}} \right] \right)^2}$$

$$K_a = 0.410$$

De la ec. 5.2, la altura H vale

$$H = [h + (B + a) \tan \alpha] \cos \alpha$$

Para $h = 3.0$ m (dato), $B = 2.0$ m (dato), $\alpha = 6^\circ$ (dato), $a = 1$ m (dato), sustituyendo valores,

$$H = [3.0 + (2.0 + 1) \tan 6^\circ] \cos 6^\circ = 3.29 \text{ m}$$

De la ec. 5.4, el empuje E_a vale

$$E_a = \frac{1}{2} K_a \gamma_s H^2 \left[1 + \frac{2h_s}{H} \right] - 2K_a^{1/2} CH$$

Con $q = 3.0 \text{ t/m}^2$ (dato), $\gamma_s = 1.8 \text{ t/m}^3$ (dato), se tiene que

$$h_s = \frac{3.0}{1.8} = 1.667 \text{ m}$$

Si $h_s = 1.667 \text{ m}$ (calculado), $K_a = 0.410$ (calculado), $\gamma_s = 1.8 \text{ t/m}^3$ (dato), $H = 3.29 \text{ m}$ (calculado), $C = 0 \text{ t/m}^2$ (dato), sustituyendo valores,

$$E_a = \frac{1}{2} (0.410)(1.8)(3.29)^2 \left[1 + \frac{2(1.667)}{3.29} \right] - 2(0.508)^{1/2}(0)$$

$$E_a = 8.04 \text{ t/m.}$$

De la ec. 5.5, el punto de aplicación d vale

$$d = \frac{H}{3} \left[\frac{H + 3h_s}{H + 2h_s} \right] - B \text{sen} \alpha$$

Para $h_s = 1.667 \text{ m}$ (calculado), $H = 3.29 \text{ m}$ (calculado), $B = 2.0 \text{ m}$ (dato), $\alpha = 6^\circ$ (dato), sustituyendo valores,

$$d = \frac{3.29}{3} \left[\frac{3.29 + 3(1.667)}{3.29 + 2(1.667)} \right] - 2 \text{sen} 6^\circ = 1.16 \text{ m}$$

De las ecs 5.6 a y b, los componentes vertical y horizontal de E_a son

$$E_v = E_a \text{sen}(90^\circ + \delta - \beta)$$

$$E_h = E_a \text{cos}(90^\circ + \delta - \beta)$$

Si $E_a = 8.04 \text{ t/m}$ (calculado), $\delta = 30^\circ$ (dato), $\beta = 77.565^\circ$ (calculado), sustituyendo

$$E_v = 8.04 \text{sen}(90^\circ + 30^\circ - 77.565^\circ) = 5.42 \text{ t/m}$$

$$E_h = 8.04 \text{cos}(90^\circ + 30^\circ - 77.565^\circ) = 5.93 \text{ t/m}$$

De la fig. 5.11, el peso del muro de retención por unidad de ancho vale

$$W = [\text{área de la sección del muro}] (\text{ancho unitario}) \gamma_g$$

Con área de la sección = 4.5 m^2 (calculado), $\gamma_g = 1.70 \text{ t/m}^3$ (calculado), sustituyendo valores

$$W = 4.5 (1) 1.70 = 7.65 \text{ t/m}$$

De la ec 5.7, el coeficiente de deslizamiento vale

$$C_D = \frac{[(W + E_v) \cos \alpha + E_h \text{sen} \alpha] \tan \varphi + (W + E_v) \text{sen} \alpha + CB}{E_h \cos \alpha}$$

Para $W = 7.56 \text{ t/m}$ (calculado), $E_v = 5.42 \text{ t/m}$ (calculado), $E_h = 5.93 \text{ t/m}$ (calculado), $\alpha = 6^\circ$ (dato), $\varphi = 30^\circ$ (dato), $C = 0 \text{ t/m}^2$ (dato), sustituyendo,

$$C_D = \frac{[(7.56 + 5.42) \cos 6^\circ + 5.93 \text{sen} 6^\circ] \tan 30^\circ + (7.56 + 5.42) \text{sen} 6^\circ + 0(2)}{5.93 \cos 6^\circ}$$

$$C_D = 1.55 > 1.5$$

Este coeficiente cumple con la especificación, es decir, no se produce el deslizamiento del muro de retención ya que $C_D > 1.5$.

De la ec 5.9 el momento de volteo es igual a

$$M_v = E_h d$$

Si $E_h = 5.93 \text{ t/m}$ (calculado), $d = 1.16 \text{ m}$ (calculado); sustituyendo valores,

$$M_v = 5.93(1.16) = 6.88 \text{ t-m/m}$$

De la ec 5.11, la distancia horizontal entre el punto de volteo F y el punto de aplicación del empuje activo vale

$$S' = B \cos \alpha - \frac{H}{3} \left[\frac{H + 3h_s}{H + 2h_s} \right] \frac{1}{\tan \beta}$$

Con $B = 2.0 \text{ m}$ (dato), $\alpha = 6^\circ$ (dato), $H = 3.29 \text{ m}$ (calculado), $h_s = 1.667 \text{ m}$ (calculado), $\beta = 77.565^\circ$ (calculado); sustituyendo valores,

$$S' = 2.0 \cos 6^\circ - \frac{3.29}{3} \left[\frac{3.29 + 3(1.667)}{3.29 + 2(1.667)} \right] \frac{1}{\tan 77.565^\circ} = 1.32 \text{ m}$$

De la ec 5.12, el punto de aplicación del peso se localiza en

$$S'' = X_g \cos \alpha + Y_g \sin \alpha$$

Para $X_g = 0.92 \text{ m}$, $Y_g = 1.21 \text{ m}$ (valores obtenidos gráficamente), $\alpha = 6^\circ$ (dato); sustituyendo valores,

$$S'' = 0.92 \cos 6^\circ + 1.21 \sin 6^\circ = 1.04 \text{ m}$$

De la ec 5.10, el momento resistente

$$M_r = W S' + E_v S''$$

Si $W = 7.65 \text{ t/m}$ (calculado), $S' = 1.04 \text{ m}$ (calculado), $E_v = 5.42 \text{ t/m}$ (calculado),
 $S'' = 1.32 \text{ m}$ (calculado), sustituyendo valores,

$$M_r = 7.65 (1.04) + 5.42 (1.32) = 15.11 \text{ t-m/m}$$

De la ec 5.13, el coeficiente de volteo está dado por

$$C_v = \frac{M_r}{M_v} \geq 1.5$$

Con $M_r = 15.11 \text{ t-m/m}$ (calculado), $M_v = 6.88 \text{ t-m/m}$ (valor calculado), sustituyendo valores,

$$C_v = \frac{15.11}{6.88} = 2.19 > 1.5$$

Con este resultado, se concluye que el muro de retención no se volteará.

De la ec 5.14 a, la resultante de las fuerzas normales vale

$$N = (W + E_v) \cos \alpha + E_h \sin \alpha$$

Para $W = 7.65 \text{ t/m}$ (calculado), $E_v = 5.42 \text{ t/m}$ (calculado), $E_h = 5.93 \text{ t/m}$ (calculado), $\alpha = 6^\circ$ (dato), sustituyendo valores,

$$N = (7.65 + 5.42) \cos 6^\circ + 5.93 \sin 6^\circ = 13.61 \text{ t/m}$$

De la ec 5.18 e, el momento actuante en la sección de análisis es igual a

$$M = M_r - M_v$$

Si $M_v = 6.88 \text{ t-m/m}$ (calculado), $M_r = 15.11 \text{ t-m/m}$ (calculado), sustituyendo valores,

$$M = 15.11 - 6.88 = 8.23 \text{ t-m/m}$$

De la ec 5.18 d, la excentricidad de la resultante vale

$$e = \frac{B}{2} - \frac{M}{N}$$

Con $B = 2.0$ m (dato), $M = 8.23$ t-m/m (calculado), $N = 13.61$ t/m (calculado), sustituyendo valores,

$$e = \frac{2.0}{2} - \frac{8.23}{13.61} = 0.39m$$

De la ec 5.18 c, el ancho de la sección que está trabajando a la compresión es

$$X = \frac{0.5B - e}{0.4}$$

Para $B = 2.0$ m (dato), $e = 0.39$ m (calculado), sustituyendo valores,

$$X = \frac{0.5(2) - 0.39}{0.4} = 1.525m$$

De la ec 5.18 b, la resultante de las fuerzas tangenciales que actúa en la sección de análisis es igual a

$$T = E_h \cos \alpha - (W + E_v) \operatorname{sen} \alpha$$

Si $E_h = 5.93$ t/m (calculado), $W = 7.65$ t/m (calculado), $E_v = 5.42$ t/m (calculado), $\alpha = 6^\circ$ (dato), sustituyendo valores,

$$T = 5.93 \cos 6^\circ - (7.65 + 5.42) \operatorname{sen} 6^\circ = 4.53 \text{ t/m.}$$

De la ec 5.19 a, el ángulo de fricción interna de los gaviones vale

$$\varphi^* = 25\gamma_g - 10$$

Con $\gamma_g = 1.70 \text{ t/m}^3$ (calculado), sustituyendo valores,

$$\varphi^* = 25(1.70) - 10 = 32.5^\circ$$

De la ec 5.19 b, la cohesión (agarre) del gavión vale

$$C_g = 10 (0.03 \text{ Pu} - 0.05)$$

Para $\text{Pu} = 8.6 \text{ kg/m}^3$ (por especificación), sustituyendo,

$$C_g = 10 [(0.03) 8.6 - 0.05] = 2.08 \text{ t/m}^2$$

De las ecs 5.19, el esfuerzo normal y tensión tangencial admisibles valen

$$\sigma_{adm} = 50\gamma_g - 30$$

$$\tau_{adm} = \frac{N}{B} \tan \varphi^* + C_g$$

Si $\gamma_g = 1.70 \text{ t/m}^3$ (calculado), $N = 13.61 \text{ t/m}$ (calculado), $B = 2.0 \text{ m}$ (dato), $\varphi^* = 32.5^\circ$ (calculado), $C_g = 2.08 \text{ t/m}^2$ (calculado); sustituyendo estos datos,

$$\sigma_{m\acute{a}x} = 50(1.70) - 30 = 55 \text{ t/m}^2 = 5.5 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_{m\acute{a}x} = \frac{13.61}{2.00} \tan 32.5^\circ + 2.08 = 6.41 \text{ t/m}^2 = 0.641 \text{ kg/cm}^2$$

De las ecs 5.18, el esfuerzo resultante a la impresión y la tensión tangencial en la sección de análisis son iguales

$$\sigma_{m\acute{a}x} = \frac{N}{0.8X} < \sigma_{adm}$$

$$\tau_{m\acute{a}x} = T / B < \tau_{adm}$$

$N = 13.61 \text{ t/m}$ (calculado), $X = 1.525 \text{ m}$ (calculado), $t = 4.53 \text{ t/m}$ (calculado), $B = 2.0 \text{ m}$ (dato), $\sigma_{adm} = 55 \text{ t/m}^2$ (calculado), $\tau_{adm} = 6.41 \text{ t/m}^2$ (calculado), sustituyendo valores,

$$\sigma_{m\acute{a}x} = \frac{13.61}{0.8(1.525)} = 25.94 < \sigma_{adm} (55 \text{ t/m}^2)$$

$$\tau_{m\acute{a}x} = \frac{4.53}{2.0} = 5.26 < \tau_{adm} (6.41 \text{ t/m}^2)$$

Estos resultados cumplen la especificación, es decir, no rebasan los esfuerzos normal y tangencial admisibles.

5.4 Referencias

1. Maccaferri Gabioes do Brasil LTDA, "Estructuras flexíveis em gabioes", Brasil.
2. Mendoza, M, "Nociones de Geotecnia", Manual de Ingeniería de Ríos, Cap. 24, Comisión Nacional del Agua, México (1992).
3. Secretaría de Obras Públicas, "Gaviones Metálicos", Departamento de Antioquia, Colombia.