

USO DE ENROCADOS EN OBRAS HIDRÁULICAS

por

Lincoln Alvarado Montero

*Para Javier Dominguez
Ricardo*

Estudios en honor de
Francisco Javier Dominguez
AUCH, 5ª Serie, N° 8 (1985): 319-348

USO DE ENROCADOS EN OBRAS HIDRAULICAS

LINCOLN ALVARADO MONTERO
Santiago, Chile

1. INTRODUCCIÓN

Los enrocados son elementos ampliamente usados en la construcción de obras hidráulicas. Ellos se han usado en Chile en:

- Barreras vertedoras de enrocados.
 - Protecciones de taludes.
 - Protecciones de fondo al pie de obras disipadoras o de descarga.
- El uso de enrocados es generalmente más económico que otros tipos de elementos, además, entre otras, tienen las siguientes ventajas:
- son elementos versátiles que permiten la construcción de estructuras flexibles, las que aceptan mejor los asentamientos.
 - pueden repararse fácilmente los daños locales, agregando enrocados donde sea necesario.
 - salvo excepciones, no se requiere disponer de equipos especializados o de sistemas constructivos especiales para su colocación.
 - su apariencia es natural, por lo cual no altera el paisaje.
 - el crecimiento de vegetación entre las rocas ayuda a su apariencia natural.

2. BARRERAS VERTEDORAS DE ENROCADOS

2.1. *Antecedentes generales*

Las barreras vertedoras de enrocados, llamadas también barreras de tipo

indio, han sido muy empleadas en el extranjero y en Chile, existiendo muchas obras definitivas con excelentes resultados.

Una ventaja de estas obras es que tienen poco problema de erosión al pie, por cuanto el escurrimiento sobre el paramento de aguas abajo tiene una velocidad límite que es la del flujo normal, con gran fricción entre el enrocado y el líquido. En cambio, un inconveniente de estas obras es que requieren un talud de aguas abajo muy tendido, con empleo de gran volumen de enrocado. Esto limita el empleo de estas obras para alturas no superiores a 8 ó 10 (m). En general, son obras de baja altura y de gran anchura, que admiten vertimiento sobre su coronamiento. Son obras económicas, simples de construir, fáciles de reparar y con una gran flexibilidad por su rusticidad.

Existe gran variedad de tipos, pero se puede intentar la siguiente clasificación:

- Barreras de perfil estable.
- Barreras de perfil degradable.

Las primeras son barreras generalmente impermeables, con el objeto de disminuir el flujo filtrante a través del cuerpo de ella. Pueden contemplar sistemas de refuerzos como mallas metálicas o enferraduras, mastic bituminoso, hormigón, ... etc.

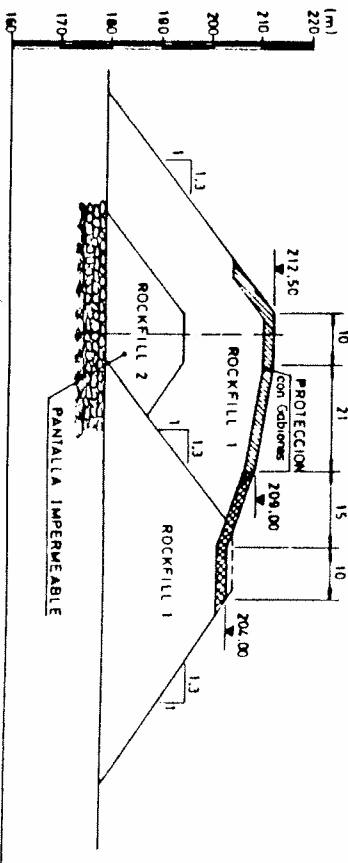
Las barreras de perfil degradable son generalmente filtrantes y no contemplan elementos de refuerzo. Son obras muy simples, económicas y desde luego de una concepción más audaz.

A continuación se mencionan algunos ejemplos interesantes de obras construidas.

2.2. Ejemplos de barreras construidas

2.2.1 Barreras de perfil estable

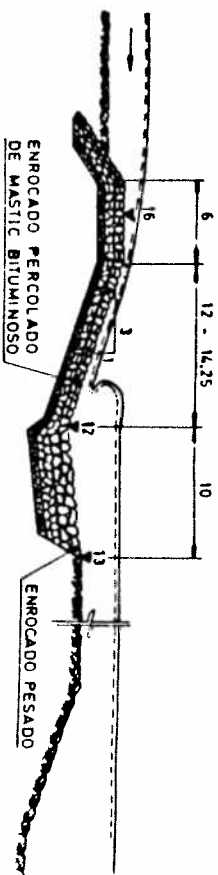
Un ejemplo interesante es el estudio de la protección de las ataguías para la construcción de la presa de Cabora Bassa [1], en el río Zambezi (figura 1). Estas ataguías debían aceptar vertimiento. El diseño se hizo con ayuda de un modelo a escala 1:75 y se estudiaron como elementos de protección gabiones de 15 y 17 (t) y bloques prefabricados de 16 (t) con aristas verticales achaflanadas para dejar algún grado de porosidad del conjunto. Los bloques fueron descartados por ser inestables para caudales superiores a $q=12$ ($m^3/s/m$), debido a la subpresión. En cambio, los gabiones, con una porosidad de hasta un 45%, fueron estables incluso para caudales tan altos como $q=55$ ($m^3/s/m$).



ATAGUA DE LA PRESA CABORA BASSA

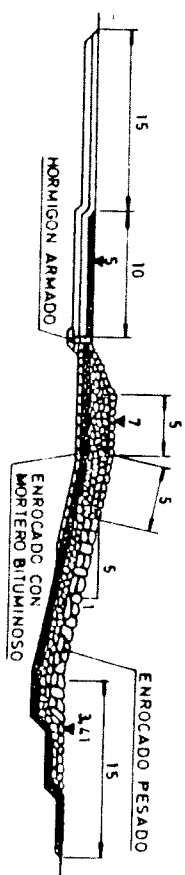
Figura 1

Con el objeto de disminuir el costo de la obra y utilizar material de menor tamaño o taludes más parados se recurre a reforzar el enrocado mediante mallas de alambre o enferraduras, hormigón o mastic bituminoso. En la literatura técnica se encuentran numerosos ejemplos de obras de este tipo. Las figuras 2 y 3 muestran los umbrales en el río Durance y en el río Gard, construidos por la Compagnie National du Rhone (CNR) en las obras de Vallabregues [2]. El umbral del Durance tiene 6 (m) de ancho en el coronamiento, 370 (m) de longitud y con un paramento de aguas abajo con un talud de 3:1. La protección del umbral vertedero de la barrera se consiguió con una capa de 1.40 (m) de enrocado de entre 100 y 400 (kg) de peso, percolada con mastic bituminoso. En la parte inferior del paramento, donde se ubica un resalto, se colocó enrocado pesado de 800 a 1.800 (kg). El máximo caudal de vertimiento admitido por la presa es de 16,2 ($m^3/s/m$).



BARRERA EN RIO DURANCE

Figura 2



BARRERA EN RIO GARD

Figura 3

El umbral en el Gard tiene 5 (m) de ancho en el coronamiento y 340 (m) de longitud. El paramento de aguas abajo tiene una inclinación de 5:1. La protección de la barrera se constituye de una capa de enrocados de 100 a 400 (kg) embebida en mortero bituminoso. Se dispusieron piedras de 800 - 1.800 (kg) en la zona donde se ubica el resalto. El caudal por unidad de ancho admitido por la obra es de 14,7 ($\text{m}^3/\text{s}/\text{m}$).

La figura 4 muestra el caso de la barrera de Pit 7 Afterbay Dam en el norte de California [3]. El enrocado se reforzó con enfierraduras y mallas metálicas. El caudal máximo de vertimiento se ha estimado en 10,2 ($\text{m}^3/\text{s}/\text{m}$). El refuerzo metálico fue adoptado de la experiencia de ingenieros australianos. Después de 4 años de servicio, el comportamiento de la obra ha sido satisfactorio.

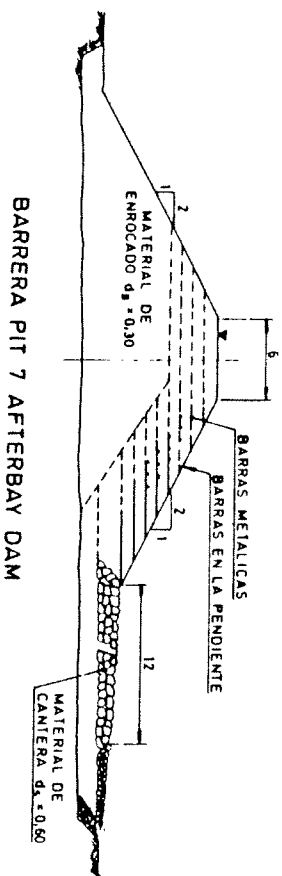


Figura 4

En Chile se han construido algunas barreras de este tipo como son las de:

- Bocatoma del canal Teno-Chimbarongo.
- Bocatoma Tucapel.
- Bocatoma Pichipolcura.
- Barreras de la Desviación del Estero Cipreses.

2.2.2. Barreras de perfil degradable

Es una solución muy interesante por la economía que puede significar su utilización. La barrera se forma con una sección transversal fijada por razones constructivas. El agua al sobrepasar la barrera acomoda naturalmente el enrocado, llevándolos a formar un perfil de equilibrio. Naturalmente estas barreras no contemplan refuerzos.

Un caso interesante es la barrera de enrocados construida durante la faena de la presa de la Villita en el Estado de Morelos, México [4]. La obra de 6 (m) de altura y 215 (m) de longitud se dispuso para controlar la velocidad en el canal de desviación. El enrocado usado en la obra tiene un peso medio de 850 (kg) y la obra debía admitir un caudal de hasta $q = 23,3$ ($\text{m}^3/\text{s}/\text{m}$). El talud estable de aguas abajo, para el enrocado disponible, era de 14:1, de acuerdo a los estudios en modelos. Durante la operación de la obra, el caudal llegó a 16,3 ($\text{m}^3/\text{s}/\text{m}$) y el perfil después de la degradación fue semejante al previsto para ese caudal.

2.3. Diseño y comportamiento de la barrera de la bocatoma del canal Teno-Chimbarongo

Esta obra forma parte de un proyecto hidráulico para el aprovechamiento de las aguas sobrantes del río Teno, en la zona central de Chile, con fines de regadío y generación de energía. La obra fue proyectada por la Empresa Nacional de Electricidad S.A. (ENDESA) [5].

La barrera que cierra el río Teno se ubica a 500 m aguas arriba del puente carretero de la Panamericana Sur. La obra consiste básicamente en una barrera fija de 272 m de longitud con una altura de 3,70 m entre su coronamiento y el pie de la obra. Además existe una barrera móvil en el mismo eje de la barrera vertedero que permite la desripiación de la captación y entregar el agua necesaria para el regadío de la sección inferior del río. Esta barrera está equipada con 5 compuertas de sector de 4,20 m de luz cada una. El máximo caudal de la extracción es de 65 m^3/s .

La barrera vertedero es impermeable, para lo cual tiene una pantalla de hormigón armado, y consiste básicamente en un muro de material aluvial compactado y protegido exteriormente con 2 capas de rocas colocadas una a una con grúa. El paramento de aguas arriba tiene una pendiente de 3:1 (H:V) y una protección de enrocado de 300 kg (peso crítico). El paramento de aguas abajo tiene una pendiente de 10:1 (H:V) con una protección de enrocados de 1.000 kg (peso crítico). La figura 5 muestra un corte típico de la obra.

El proyecto contempla la ocurrencia de crecidas máximas con un

CANAL TENO CHIMBARONGO
BARRERA VERTEDORA DE ENROCADOS
CORTE TIPO

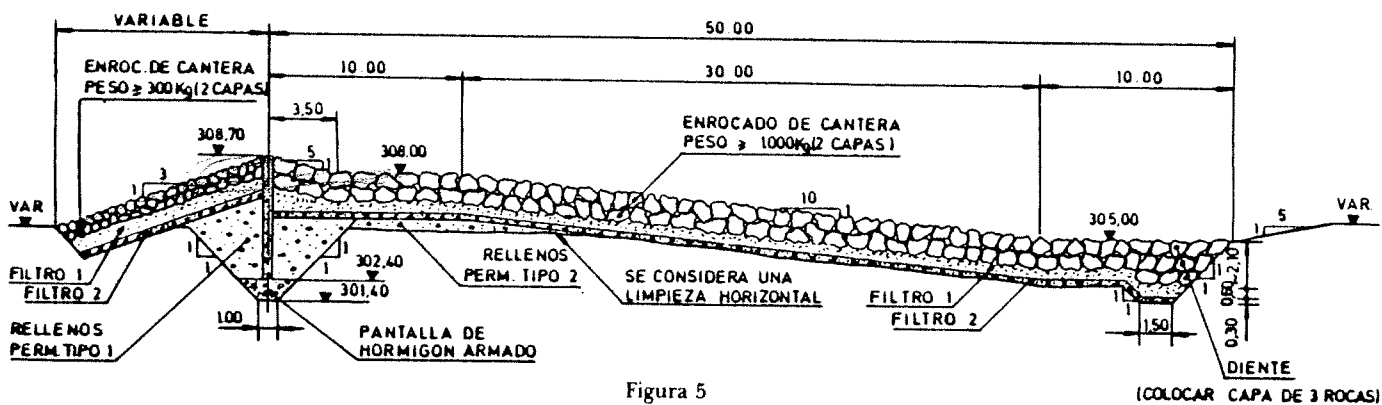


Figura 5

periodo de retorno de 100 años, lo cual corresponde a un caudal peak de 1.870 m³/s. Por razones de seguridad, el peso del enrocado se fijó considerando que la crecida pasaba íntegramente sobre la barrera vertedero con las compuertas cerradas, lo cual da un caudal unitario de vertimiento de 6,4 m³/s/m.

Para elegir este tipo de solución se efectuaron estudios de varias alternativas, demostrándose que este tipo de barrera resultaba más económico, además de las facilidades constructivas y operativas entre las que pueden mencionarse:

- No requiere mano de obras especializada.
 - Utiliza elementos que tienen una gran resistencia a la abrasión.
 - Es de fácil reparación en el caso de constatare erosión o degradación de la presa.
 - Es una estructura elástica que se acomoda fácilmente a cualquier deformación de terreno, cosa que no ocurre con una estructura tipo vertedero de hormigón.
- El diseño de la barrera de enrocado de perfil estable estuvo inspirado en algunas obras de este tipo, ya construidas, tales como:
- Robles Diversion Dam, diseñada por el Bureau of Reclamation de USA.

— Barreras del río Durance y Gard, construidas por la Compagnie Nationale du Rhone de Francia.

El tamaño del enrocado se determinó con los antecedentes proporcionados por Hartung y Scheuerlein [6].

La solución de enrocados diseñada y otras diversas alternativas de protección fueron ensayadas en un modelo hidráulico sin distorsión a escala 1:30. El modelo fue realizado en el Laboratorio del Instituto Nacional de Hidráulica. El era bidimensional y se reprodujeron a escala, el perfil del vertedero, la pantalla impermeable, las corazas protectoras y sus capas de filtro.

La barrera de enrocados fue puesta parcialmente en servicio durante 1977 (solamente 30 m de barrera vertedora). Este pedazo de barrera fue probado en forma controlada, con caudales de 2 y 4 m³/s/m, sin que se produjesen daños en la obra.

El 22 de julio de 1977 el río Teno alcanzó un caudal peak de 1.400 m³/s. Sobre la barrera escurrió un caudal unitario máximo igual a 7 m³/s/m. En general, la barrera se comportó satisfactoriamente con excepción de una zona singular ubicada en la unión con la barrera móvil donde localmente se movieron los enrocados.

A comienzos del año 1978 se terminó de construir la barrera de

enrocados (ver fotografía 1). En julio del mismo año se produjeron crecidas sucesivas con caudales peak de 1.100 m³/s, 750 m³/s y 800 m³/s. Por la forma en que se operó la Bocatomá, el caudal máximo evacuado por la barrera de enrocados fue del orden de 3,0 m³/s/m. La fotografía 2 muestra el escurrimiento por sobre la barrera.



Fotografía N° 1

Vista de la barrera durante su construcción.



Fotografía N° 2

Escurrimiento por sobre la barrera.

El comportamiento de la barrera fue el esperado, solamente se acomodaron algunas rocas y el diente terminal sufrió deformaciones en puntos

localizados. La deformación más importante es la que se presentó en la singularidad que se produce en la zona de unión con la barrera móvil.

A fines de julio de 1979 el río Teno alcanzó un caudal peak del orden de 800 m³/s, pasando por la barrera de enrocados un caudal unitario de 3 m³/s/m. Después de la crecida se detectó un aumento en la socavación, del terreno natural, aguas abajo del diente. Esto ha provocado nuevas deformaciones en el diente terminal.

Como una manera de tener un control del comportamiento de la barrera, se han dejado marcados, sobre las rocas, puntos de control topográficos, los que se controlan todos los años. En la figura 6 se muestran tres perfiles transversales donde puede verse el perfil de proyecto, un perfil controlado cuando se terminó de construir la barrera (abril de 1978) y un perfil de control tomado en febrero de 1980.

Analizando los perfiles se llega a la conclusión que los enrocados de la barrera en general sólo han sufrido pequeñas acomodaciones, con excepción de la zona del diente terminal donde se han producido deformaciones provocadas por la socavación del cauce natural aguas abajo de él.

El año 1983 se procedió a reordenar y consolidar con hormigón los enrocados del diente terminal de toda la barrera.

2.4. Métodos de cálculo del tamaño de los enrocados

Existen 2 autores que han desarrollado métodos de cálculo, basados en datos experimentales, para determinar el tamaño del enrocado del talud de aguas abajo de una barrera vertedora, ellos son:

— F. Hartung y H. Scheuerlein [6].

— H. Olivier [7].

Una comparación de los resultados obtenidos al aplicar ambos métodos muestra que ellos coinciden sólo para una pendiente del talud. Este hecho llevó a J. Knauss [8] a realizar un detallado análisis comparativo de las fórmulas y datos experimentales, obteniendo las siguientes conclusiones:

- Es recomendable usar el método propuesto por Hartung. El gráfico de la figura 7 muestra las curvas calculadas con las relaciones obtenidas por Hartung.

Para pendientes menores que 5/1 (H/V) es válida la siguiente expresión simplificada:

$$\frac{q_{\text{máx.}}}{\sqrt{g} D^{3/2}} = 1,9 + 0,8 P - 3 \text{ sen } \alpha$$

$$q_{\text{máx.}} = \sqrt{g} D^{3/2} (1,9 + 0,8 P - 3 \text{ sen } \alpha)$$

BARRERA RIO TENO PERFILES LONGITUDINALES DE CONTROL

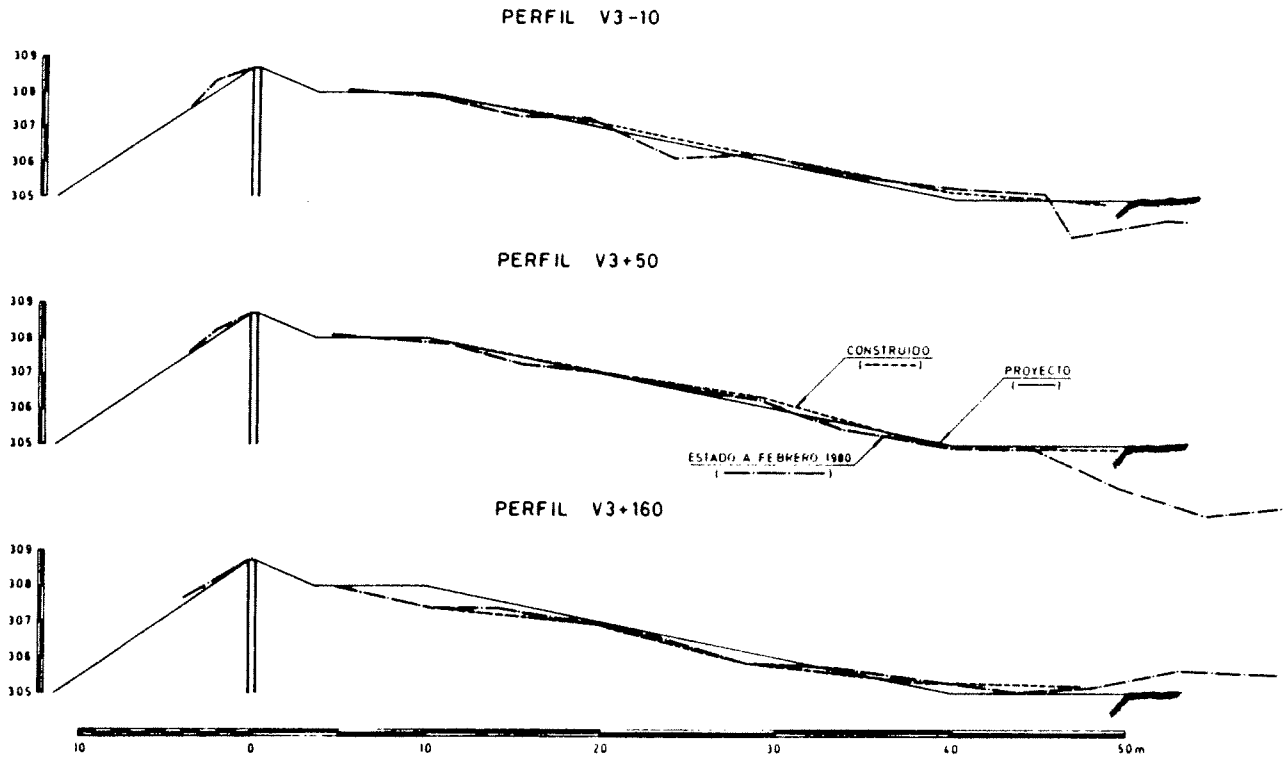


Figura 6

BARRERA DE ENROCADOS CAUDAL MAXIMO DE VERTIMIENTO

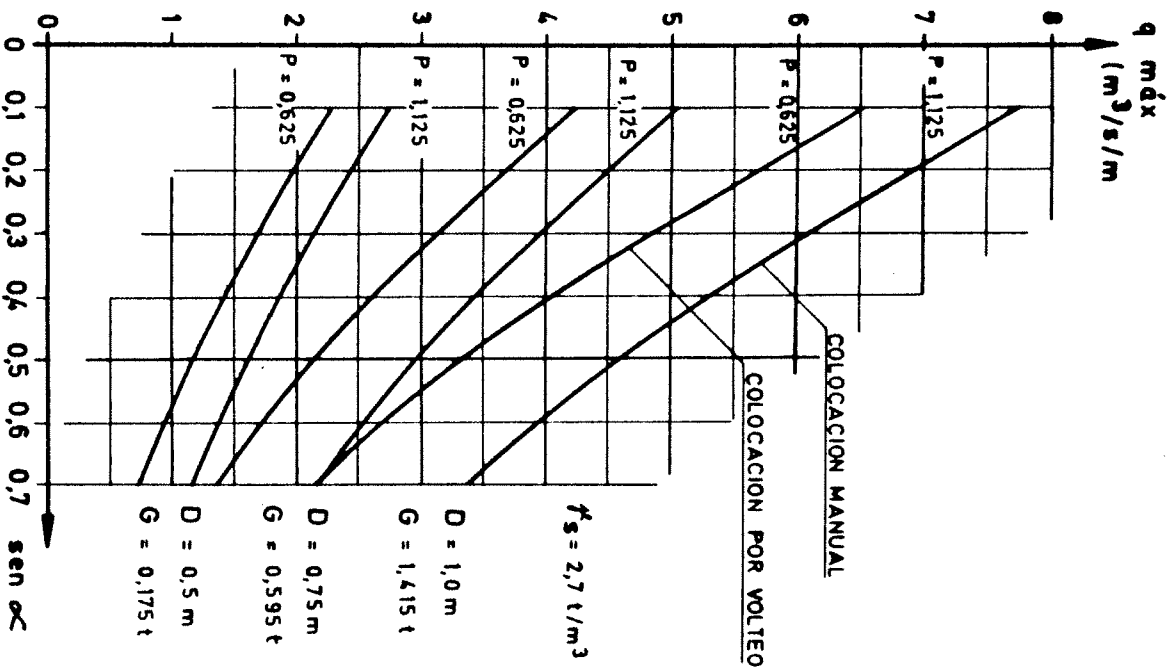


Figura 7

expresando el peso como:

$$G = \gamma_s \frac{\pi}{6} D^3 \quad \gamma_s = 2.700 \text{ (kg/m}^3\text{)}$$

$$q_{\max.} = 0,083 \sqrt{G}(1,9 + 0,8 P - 3 \text{ sen } \alpha) \text{ (m}^3\text{/s/m)}$$

El coeficiente de colocación P puede variar entre 0,625 para rocas colocadas por volteo hasta 1,125 para las colocadas una a una.

b) La discrepancia observada en los resultados al aplicar ambos métodos se debe a:

— Olivier no considera la incorporación de aire en la extrapolación de sus resultados.

— Olivier considera en sus fórmulas que $J = \text{tg } \alpha$, en vez de $J = \text{sen } \alpha$. Es necesario tener presente que los desarrollos realizados por Hartung consideran condiciones de escurrimiento uniforme, o sea, la velocidad media corresponde a una velocidad normal que es la máxima que puede producirse sobre el talud de aguas abajo de la barrera.

Las experiencias realizadas por Hartung fueron efectuadas en una canalización de fondo impermeable, por lo cual el flujo, debido a las filtraciones, no se produjo. Knauss en su artículo comenta que con ensayos adicionales se ha establecido que las relaciones propuestas son también aplicables a condiciones con filtraciones.

2.5. Recomendaciones de diseño

De acuerdo con la experiencia nacional y extranjera se pueden anunciar las siguientes recomendaciones:

a) Conveniencia del uso de enrocados

Los estudios en modelo han mostrado que es indispensable que la coraza protectora tenga una porosidad relativamente alta y cercana al 50% con el objeto de disminuir los efectos de las subpresiones. Los bloques prefabricados y ordenados fallan por subpresión. Colocar elementos prefabricados regulares con el desorden suficiente para llegar a la porosidad indicada es incierto. Los enrocados son irregulares por naturaleza y no presentan este problema.

b) Determinación del tamaño del enrocado

Knauss recomienda el uso de las fórmulas propuestas por Hartung y Scheuerlein para el cálculo del peso del enrocado. La experiencia recogida en la Bocatomía del canal Teno-Chimbarongo muestra que los enrocados así determinados se comportaron satisfactoriamente tanto en el modelo como en el prototipo.

c) Granulometría del enrocado

Aun cuando las fórmulas utilizan un diámetro equivalente que define el peso crítico del material, en la práctica se hace necesario especificar las características del tamaño mediante una curva granulométrica.

En la construcción de este tipo de obras se han utilizado con resultados satisfactorios enrocados cuyo peso estaba comprendido entre la mitad del peso crítico y el doble de él. Además, el coeficiente de forma (relación entre dimensiones extremas) no debe ser superior a 3.

d) Filtros

El cuerpo de la barrera veredero está constituido en general por material aluvial compactado. De acuerdo a la experiencia obtenida, en este tipo de obras se hace necesario apoyar el enrocado sobre filtros de material intermedio, que tienen por objeto impedir la salida del material fino a través del enrocado.

e) Protección terminal, aguas abajo de la barrera

La protección aguas abajo del término del talud de la barrera debe estudiarse con especial cuidado en ríos con lechos de material aluvial para evitar la erosión retrógrada. Los enrocados deben extenderse hacia aguas abajo en un tramo horizontal terminando la protección en un dique consolidado con hormigón.

f) Consolidación del umbral

Debe tenerse especial cuidado de asegurar que el umbral veredero esté nivelado para evitar cualquier concentración de flujos sobre los enrocados. Este umbral nivelado puede obtenerse mediante el coronamiento de la pantalla impermeabilizadora de la barrera o bien consolidando los enrocados del umbral con hormigón o mortero bituminoso.

g) Tratamiento de puntos singulares

La determinación del tamaño del enrocado y perfil de la barrera se puede efectuar con un modelo bidimensional. Sin embargo, en una obra que presenta puntos singulares, como muros divisorios con otras estructuras (barrera móvil por ejemplo), el estudio debe ser hecho en un modelo tridimensional.

3.1. Generalidades

Dentro del campo del transporte de sedimentos, el arrastre crítico o transporte incipiente es uno de los fenómenos que ha sido objeto de mayor atención y por lo mismo ha dado origen a uno de los conjuntos de

3. PROTECCIONES DE FONDO

investigaciones más numerosas y completas, la mayoría de ellas de carácter experimental.

No obstante lo anterior, el conocimiento actual del fenómeno es todavía incompleto porque la mayoría de los antecedentes existentes se refieren casi exclusivamente a escurrimientos turbulentos subcríticos, lechos planos y sedimentos finos o medios, de granulometría uniforme.

En lo que dice relación con el diseño y dimensionamiento de protecciones con enrocados en obras hidráulicas, el conocimiento y cuantificación del fenómeno es básico para el cálculo del tamaño del enrocado. En la actualidad dicho dimensionamiento se realiza utilizando relaciones que han sido obtenidas generalmente a partir de estudios experimentales o semitéóricos para condiciones de escurrimiento subcrítico y lechos uniformes de arena o gravilla.

Cuando es necesario dimensionar enrocados de fondo ubicados al pie de compuertas o en general aguas abajo de estructuras que generan escurrimientos supercríticos o zonas de disipación de energía con alta turbulencia, el uso de fórmulas existentes supone su extrapolación, en general, para condiciones bastante alejadas del rango experimental para el cual han sido verificadas las fórmulas.

En protecciones con enrocados al pie de compuertas, se presenta el caso de flujo supercrítico sobre un lecho de alta rugosidad, lo que hace que no se cumplan las semejanzas entre las experiencias en que se basan las fórmulas existentes y las condiciones del prototipo, probablemente por el alto nivel de turbulencia, por esta razón no es adecuado aplicar las relaciones existentes para dicho tipo de condiciones.

3.2. Métodos de cálculo

Alvarado [9], Ayala y Rubi [10] han realizado una recopilación de los métodos de cálculo más usados, los que se resumen a continuación:

a) *Isbash* [11]

Para una partícula individual colocada sobre un lecho constituido por partículas del mismo tipo, propone calcular la velocidad media mínima que moverá dicha partícula o piedra suelta con la siguiente relación:

$$V = 0,86 \left[\left(\frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma} \right) \cdot 2g D \right]^{\frac{1}{2}} \cdot (\cos \alpha)^{\frac{1}{2}}$$

Para partículas que forman parte de un lecho, la velocidad media máxima que puede resistir una piedra yuxtapuesta con otras, o sea se tiene en cuenta la trabazón entre partículas, puede expresarse como:

$$V = 1,2 \left[\left(\frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma} \right) \cdot 2g D \right]^{\frac{1}{2}} (\cos \alpha)^{\frac{1}{2}}$$

b) *Neill*

Este investigador propuso en 1967 [12] la siguiente fórmula basada en experiencias propias con sedimento entre 3 y 30 mm y datos de otros autores hasta 140 mm. Las experiencias fueron realizadas para números de Froude menores que 1,7, h/D comprendidos entre 2 y 100 y condiciones de escurrimiento uniforme.

$$V = 1,58 \left[\left(\frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma} \right) g D \right]^{\frac{1}{2}} \left(\frac{h}{D} \right)^{0,1}$$

Posteriormente, en 1968 [13] el autor modificó su fórmula expresándola como:

$$V = 1,41 \left[\left(\frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma} \right) g D \right]^{\frac{1}{2}} \left(\frac{h}{D} \right)^{0,33}$$

Para Neill la velocidad media así calculada será la que produce el primer desplazamiento o propensión a la socavación de una piedra en un fondo uniforme.

c) *Straub*

A partir de la fórmula de Manning, para escurrimiento uniforme en un flujo bidimensional y considerando la relación de Chang [14], para expresar el coeficiente de rugosidad en función del diámetro del sedimento, llegó a:

$$V = 1,49 \left[\left(\frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma} \right) g D \right]^{\frac{1}{2}} \left(\frac{h}{D} \right)^{0,167}$$

d) *Maza y García* [15]

Estos autores resumen los antecedentes de diversos investigadores, entre los que se cuentan Shields, Levi, Meyer Peter - Muller, Bogardi, Lischian-Levediew, Hjulsrom, etc., proponiendo la siguiente expresión en el rango de 0,4 a 10 m de profundidad de agua y hasta 500 mm de diámetro de las partículas.

$$V = 4,712 \left(\frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma} \right)^{\frac{1}{2}} D^{0,35} R^{0,15}$$

En escurrimiento bidimensional $R \sim h$

$$V = 4,712 \left(\frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma} \right)^{\frac{1}{2}} D^{0,35} h^{0,15}$$

Como todas las fórmulas tienen una estructura similar, ellas pueden expresarse como:

$$\frac{V}{\sqrt{gh}} = k \left(\frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma} \right)^{\frac{1}{2}} \left(\frac{h}{D} \right)^m f(\alpha)$$

y resumirse en la siguiente tabla:

Autor	k	m	f(α)
Isbach	1,22	-0,5	$(\cos \alpha)^{\frac{1}{2}}$
Isbach	1,70	-0,5	$(\cos \alpha)^{\frac{1}{2}}$
Neill	1,41	-0,33	1,0
Straub	1,49	-0,33	1,0
Maza y García	1,50	-0,35	1,0

- Ayala y Rubi [10] realizaron experiencias en escurrimiento supercrítico para dos tamaños de partículas (2,43 y 5,49 cm). En la figura 8 se grafican los resultados obtenidos y las fórmulas de uso habitual. Los comentarios finales del estudio pueden resumirse en los siguientes:
- El enrocado fino ($D = 2,43$ cm) se comportó de una manera predecible para número de Froude menores que 2. El escurrimiento sobre el enrocado mantuvo, en general, sus características hidráulicas y de similitud dinámica de acuerdo a lo señalado por Manning - Strickler.
 - El enrocado grueso ($D = 5,49$ cm) se apartó bastante de lo que predice las relaciones de arrastre incipiente, mostrando además una tendencia a la destrucción catastrófica, y una marcada falta de similitud dinámica.
 - Las diferencias encontradas en el comportamiento de ambos tipos de

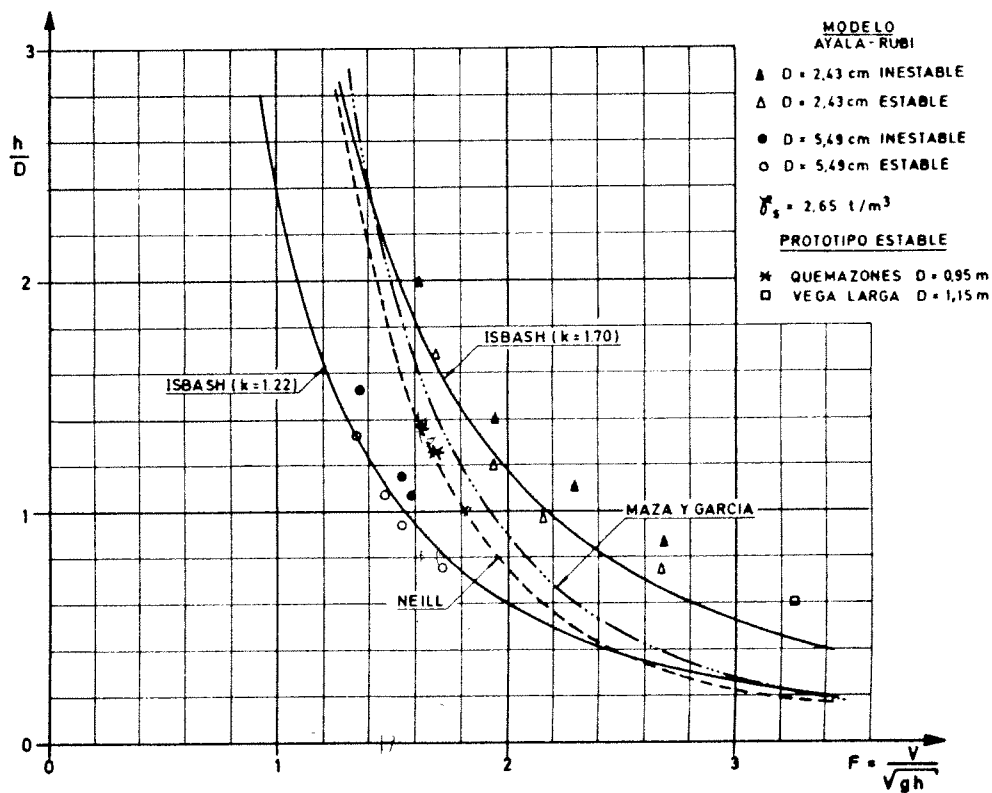


Figura 8

enrocados se refieren no sólo a la estabilidad sino también al escurrimiento que se desarrolla sobre ellos. Los cambios detectados parecen poner de manifiesto una transformación del mecanismo de desestabilización, a partir de una cierta rugosidad de la superficie, el cual pasa del clásico fenómeno de arrastre incipiente a un fenómeno local de desestabilización individual de los enrocados, lo que desencadena en definitiva la destrucción de ellos.

En la figura 8 también se han agregado los antecedentes obtenidos por ENDESA durante la puesta en servicio de las obras de la Captación Alto Polcura.

3.3. Recomendaciones de diseño

- a) El enrocado debe colocarse en dos capas convenientemente trabadas, evitando que queden rocas sobresalientes.
- b) El enrocado debe apoyarse sobre un filtro adecuado de material granular o geotextil.
- c) La granulometría del enrocado debe ser tal que cada elemento esté comprendido entre la mitad del peso crítico y el doble de él. Además, el coeficiente de forma no debe ser superior a 3.
- d) La zona de aguas abajo, diente terminal, debe diseñarse adecuadamente para que sea capaz de resistir la socavación que se producirá en dicha zona. Una destrucción del diente terminal provocará la desestabilización total del enrocado.
- e) Para lograr una mejor trabazón del conjunto es conveniente consolidar con hormigón el perímetro de la zona protegida y franjas normales al escurrimiento.

4. PROTECCIÓN DE TALUDES

4.1. Antecedentes generales

La protección de taludes con enrocados es extensamente usada en los trabajos de defensa fluviales, en obras hidráulicas, en canales, en protecciones de puentes, etc.

El uso de enrocados es generalmente más económico que otros tipos de revestimientos, además, entre otras, presenta las siguientes ventajas:

- es flexible, lo que permite aceptar mejor los asentamientos o ajustes de su fundación,

- es fácil de reparar, agregando enrocados donde sea necesario,
- es fácil de construir,

— su apariencia es natural y la vegetación que crecerá entre ella mejorará su estabilidad.

Si no se toman en cuenta los efectos de las filtraciones (seepage) y de las ondas, la estabilidad del enrocado es función de:

— la magnitud y dirección de la velocidad en las vecindades del enrocado,

— el ángulo del talud,

— las características del enrocado incluyendo su geometría, la forma de sus aristas (redondeadas o angulosas) y del peso específico.

Se analizan a continuación algunos de estos factores:

Magnitud y dirección de la velocidad

El valor de la velocidad y su ángulo de incidencia con respecto al talud son muy importantes; en general las fórmulas son válidas para velocidades tangenciales al talud. Según la referencia (16) para considerar el efecto sobre la parte exterior de una curva deberá multiplicarse la velocidad media del escurrimiento por un factor 1,33.

En todos los análisis que los diferentes autores han realizado se considera una intensidad de turbulencia normal. Las intensidades de turbulencia aguas abajo de estructuras disipadoras de energía son mucho mayores de la normal, por lo tanto, el tamaño del enrocado necesario también deberá ser mayor.

Ángulo del talud

El ángulo del talud (con respecto a la horizontal) tiene una importante incidencia en el tamaño del enrocado. Recomendaciones de la referencia (16) indican que la inclinación de dichos taludes debe ser a lo menos 1,5/1 (H/V) o mejor 2/1 (H/V).

Características del enrocado

La principal característica del enrocado es su trabazón. La trabazón depende, fundamentalmente, de la forma del enrocado (aristas redondeadas o angulosas) y de su colocación. Estos factores quedan reflejados en el llamado ángulo de reposo; en la figura 9 se incluyen los ángulos de reposo para material sin cohesión, colocado por volteo. Mejores ángulos de reposo se pueden lograr usando enrocados de cantera colocados en forma ordenada, en cuyo caso se recomienda usar un ángulo de reposo de 70°.

4.2 Métodos de cálculo

El autor en la referencia (17) hace una comparación entre las fórmulas de

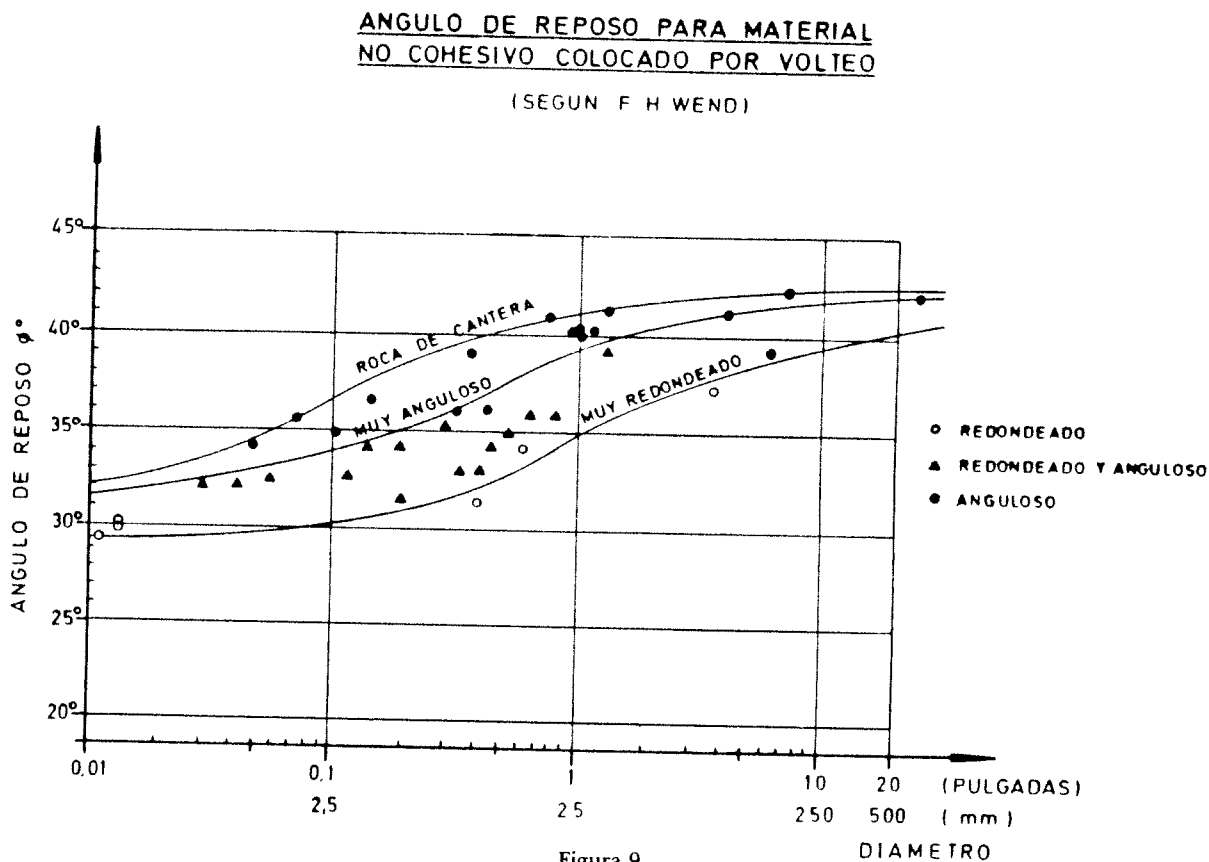


Figura 9

cálculo disponibles en la literatura técnica, las que pueden resumirse en:

a) *Lopardo - Estelle* (18) y (19).

Considerando que las fórmulas de ambos autores son prácticamente idénticas, se han unificado en:

$$F_G = \frac{V}{\left[g D \left(\frac{h_s - \gamma}{\gamma} \right) \right]^{\frac{1}{2}}} = 1,3 \left(\frac{h}{D} \right)^{\frac{1}{6}} \left[1 - \frac{\sin^2 \theta}{\sin^2 \phi} \right]^{\frac{1}{4}}$$

De acuerdo con el rango de las experiencias en las que se basaron los autores, esta fórmula es válida, en estricto rigor, solamente para h/d entre 9 y 67 y escurrimiento subcrítico.

b) *California division of Highways* [16]

$$F_G = 1,92 [\sin(\phi - \theta)]^{\frac{1}{2}} = \sqrt{1,92 \sin(\phi - \theta)}$$

c) *Stevens y Simons* [20]

* QJO este Simons no para con...

Para poder comparar, en forma simple, esta fórmula con la de los demás autores, es necesario hacer algunas consideraciones simplificadoras como son:

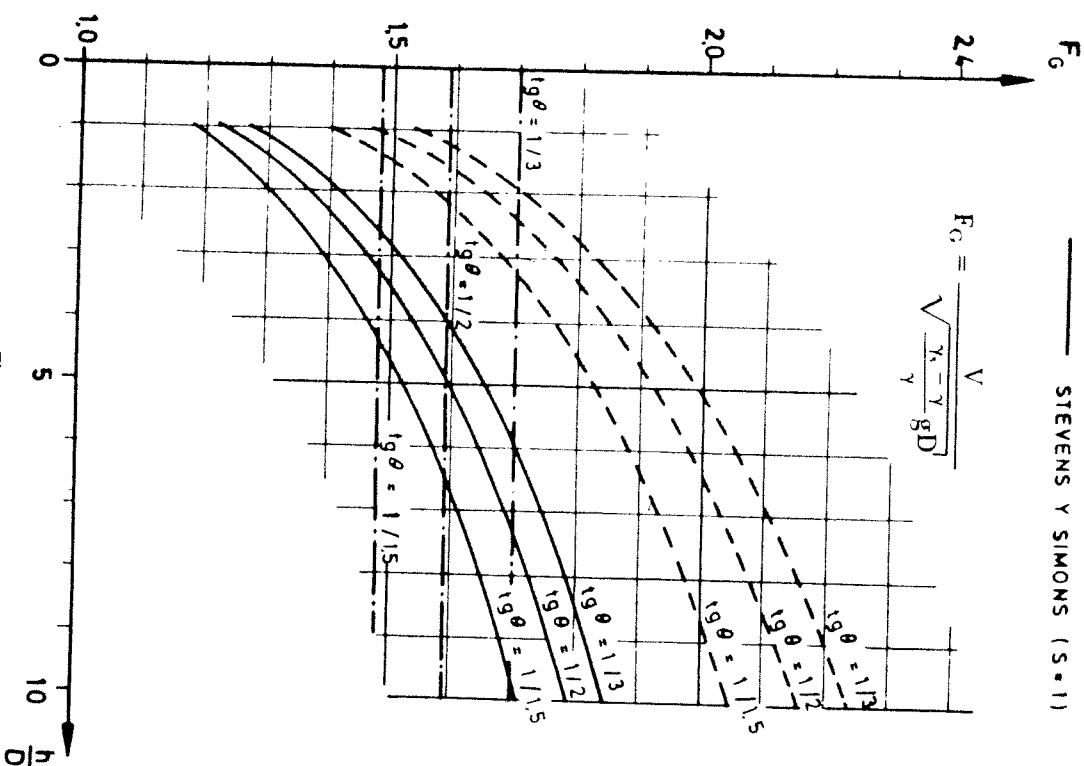
- aceptar que la altura de agua local (H) es igual a la altura de agua sobre el fondo (h).
 - suponer que el material de la protección es uniforme con lo cual $D_m = D_{50} = D$
 - considerar que la velocidad media en una vertical (V_m) es igual a la velocidad media del escurrimiento (V).
- De acuerdo con estas hipótesis y para flujo tangencial al talud, se tiene:

$$F_G = 1,58 \sqrt{\eta \left(\frac{h}{D} \right)^{\frac{1}{6}}}$$

$$\eta = \left[\frac{(tg \phi \ tg \theta)^2 - S^2}{S \ (tg \phi \ tg \theta)^2} \right] \cos \theta$$

Con el objeto de comparar mejor estas expresiones se ha confeccionado el gráfico de la figura 10.

_____ CALIFORNIA DIVISION HIGHWAYS
 ----- LOPARDO - ESTELLE
 _____ STEVENS Y SIMONS (S-1)



Uso de enrocados en obras hidráulicas

Por otra parte, comparando la fórmula de Lopardo-Estelle con la de Stevens y Simons (para un coeficiente de seguridad $S = 1$), se observa que la fórmula propuesta por Lopardo-Estelle tiene un coeficiente de seguridad mayor que 1. Esto está de acuerdo con la forma en que los investigadores definieron la estabilidad crítica de la protección: hay que recordar que para Lopardo y Estelle la condición crítica del enrocado se presentaba cuando había una inestabilidad neta de él, mientras que la condición de $S = 1$ para Stevens y Simons está definida como una situación de movimiento incipiente del enrocado.

<i>Talud</i>	<i>S</i>
(tg θ)	
1/1,5	1.35
1/2	1.40
1/3	1.45

En la literatura técnica disponible es difícil encontrar alguna referencia en lo que respecta a la influencia del ángulo de incidencia de la corriente líquida sobre el tamaño del enroscado de protección de un talud.

Los antecedentes proporcionados por dicho modelo, aunque limitados, permiten obtener algunas conclusiones. En la figura 11 se han colocado los puntos correspondientes a 8 experiencias en las cuales se logró la ruptura de la protección, así como también las relaciones de Lopardo-Estelle y Stevens y Simons ($S = 1.0$ y $S = 0.6$).

Conviene recordar que según Stevens y Simons, el factor de seguridad

S de la partícula contra la rotación es la razón entre los momentos que impiden la salida de ella del talud y aquellos que tratan de sacarla.

De acuerdo a lo que muestra la figura 11 se puede decir:

- que la velocidad de ruptura, para taludes con flujo tangencial ($\beta = 0$) es del orden de 1,5 veces la velocidad obtenida con la fórmula de Lopardo-Estelle para h/D semejantes a 5,
- que el ángulo de incidencia tiene un efecto desfavorable sobre las protecciones de taludes con enrocados.

4.5 Recomendaciones de diseño

- a) De lo observado en la figura 10 y teniendo en cuenta que en dos publicaciones diferentes (18) y (19), basadas en investigaciones de laboratorio distintas, se llega a la misma relación, se propone que el cálculo de la protección de taludes con enrocados se haga con la fórmula:

$$F_G = 1,3 \left(\frac{h}{D} \right)^{1/6} \left[1 - \frac{\sin^2 \theta}{\sin^2 \phi} \right]^{1/2}$$

Esta relación es válida para un escurrimiento con turbulencia normal y cuyo flujo es tangencial al talud de la protección. En flujos que inciden sobre el talud en una dirección distinta a lo indicado, deberán realizarse modelos para hacer el diseño. En protecciones aguas abajo de disipadores de energía, deberá tenerse especial cuidado y también tendrá que recurrirse a modelos.

La condición crítica del enrocado calculado con la fórmula propuesta será la correspondiente a una inestabilidad neta y no la de una situación adicional de acuerdo con la importancia de la obra.

- b) En taludes solicitados por flujos con alta energía (flujos turbulentos, velocidades altas, ondas) debe colocarse un adecuado filtro de material granular o geotextil para prevenir la pérdida de material del talud donde se apoya la protección. En flujos de baja energía, sin embargo, es suficiente colocar una protección de tamaño y espesor adecuados.
- c) El punto crítico de una protección de un talud es su pie o fundación en el cauce del río. Por esta razón debe considerarse, en dicha zona, una adecuada profundidad o diseño que permita soportar las erosiones del cauce.

- d) El espesor del revestimiento, normal al talud, debe ser a lo menos igual

D (cm)	θ (°)
50	28
162	28
247	32

θ	1	2
60°	○	●
30°	□	■
15°	△	▲
0°	▽	▼

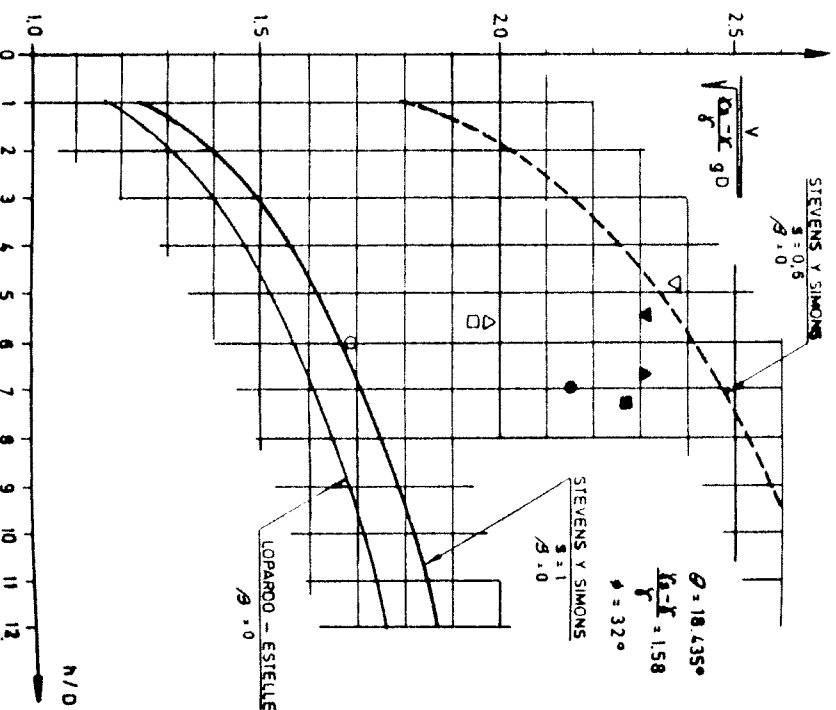
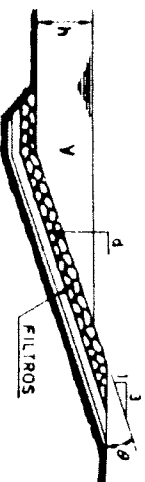
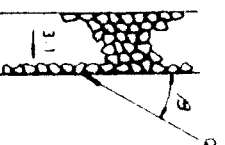


Figura 11

a la dimensión mayor del elemento más grande. En todo caso, es preferible colocar, cuando sea posible, un espesor de dos capas.

e) La colocación del enrocado es importante ya que su estabilidad es función de la trabazón. Cuando la colocación individual no es económicamente factible, debe considerarse, como alternativa, la colocación masiva por volteo.

5.1 Antecedentes generales

El escurrimiento que solicita a los enrocados puede tener fuertes fluctuaciones de presión generadas por las obras hidráulicas o por las propias singularidades del enrocado.

Estas fluctuaciones de presión pueden alcanzar hasta el suelo en que están apoyados los enrocados, provocando la migración (leaching) del material fino, lo que causará finalmente la desestabilización del enrocado de protección.

Posey [21] da cuenta de una interesante experiencia cualitativa que muestra la importancia de los filtros. En un estanque vidriado se hizo actuar un chorro sumergido sobre una protección colocada encima de un material fino. Los resultados fueron:

<i>Tipo de Protección</i>	<i>Tiempo de falla del suelo de soporte</i>
— Ninguna	segundos
— Unigranular delgada	minutos
— Filtro imperfecto	2 - 4 horas
— Filtro Terzaghi-Viskburg	no se detectó falla en una experiencia de más de 100 hrs.

En la actualidad se usan dos tipos de filtros en las protecciones con enrocados.

- filtros granulares
- geotextiles

5.2 Filtros granulares

Estos filtros están formados por una mezcla de materiales granulares (arena, grava y bolones) cuya granulometría depende del material que se

desea proteger. En las protecciones con enrocados suele ser necesario colocar 2 ó 3 capas de filtros que se protegen unos a otros.

Posey [21] propone usar el llamado filtro Terzaghi-Viskburg, el cual debe cumplir con las siguientes relaciones:

$$\begin{array}{ll} D_F (15) & < 5 D_S (85) \\ 4 D_S (15) & < D_F (15) < 20 D_S (15) \\ D_F (50) & < 25 D_S (50) \end{array}$$

El subíndice colocado entre paréntesis es el porcentaje en peso, que pasa por la malla del "diámetro indicado".

Los filtros necesitan teóricamente un pequeño espesor para cumplir su función, luego su tamaño queda determinado por razones constructivas. Como un dato referencial, un espesor de 2 a 5 veces el diámetro 50% con un mínimo de 15 cm para filtros de arena y 30 cm para los de grava es suficiente.

NOMENCLATURA

D	=	diámetro de partículas uniformes
D _m	=	diámetro medio de las partículas
D ₅₀	=	diámetro 50% de las partículas
D _F	=	diámetro del material del filtro
D _s	=	diámetro del material de soporte
F	=	número de Froude del escurrimiento
F _G	=	número de Froude de la partícula
g	=	aceleración de gravedad
G	=	peso de la partícula
h	=	profundidad del escurrimiento
J	=	pendiente de la línea de energía
P	=	coeficiente de colocación
Q	=	caudal por unidad de ancho
S	=	factor de seguridad
V	=	velocidad media del escurrimiento
α	=	ángulo de la protección <i>c/r</i> a la horizontal
β	=	ángulo con que incide un escurrimiento sobre un talud
θ	=	ángulo del talud con respecto a la horizontal
ϕ	=	ángulo de reposo del material
γ	=	peso específico del fluido
γ_s	=	peso específico de las partículas

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- MARTINS DES SANTOS L.M., 1970. *Overtopping test in model of Cabora Bassa*. X Congreso de Grandes Presas.
- GEMACHUNG C.L., 1970. *L'usine - eluse de l'aménagement de Vallabegues sur le Rhone*. Travaux. Octobre.
- SHACKELFORD B.W., LEIS T.M., SCHUMANN, 1970 J.E. *The design, construction and performance of Pu 7 Afterbay Dam*. X Congreso de Grandes Presas.
- MEYER J., LUNA H., 1970. *Vertedor de enrocamiento para la Presa de la Villa. I Congreso Nacional de Ingeniería Hidráulica*. México.
- ENDESA, 1972. *Canal Teno-Chimbarongo*. Memoria Técnica del Proyecto.
- HARTUNG F., SCHEUERLEIN H., 1970. *Design of overflow rockfill dams*. X Congreso de Grandes Presas.
- OLIVIER H., 1967. *Through and overflow rockfill dams-new design techniques*. Proceeding Institute Civil Engineering.
- KNAUSS J., 1979. *Computation of maximum discharge at overflow rockfill dams*. XIII Congreso de Grandes Presas.
- ALVARADO L., 1971. *Protecciones con enrocados*. I Coloquio Nacional de Ingeniería Hidráulica.
- AYALA L., RUBI R., 1982. *Estudio experimental de la estabilidad de enrocados de protección en escurrimientos supercríticos*. Centro de Recursos Hidráulicos, Dep. de Ing. Civil, U. de Chile.
- ISBASH S.U., 1936. *Construction of dams by depositing rock in running water*. II Congreso de Grandes Presas.
- NEILL C.R., 1967. *Mean-velocity criterion for scour of coarse uniform bed material*. XII Congreso de la AIHR.
- NEILL C.R., 1968. *Note on initial movements of coarse uniform bed material*. Journal of Hydraulic Research N° 6.
- CHANG Y.U., 1939. *Laboratory investigations of flume traction and transportation*. Trans. ASCE 65 N° 8.
- MAZA J.A., GARCIA M., 1978. *Velocidades medias para el inicio del movimiento de partículas*. VIII Congreso Latinoamericano de Hidráulica.
- CALIFORNIA DIVISION OF HIGHWAY, Department of Public Works, 1970. *Bank and shore protection in California Highway Practice*.
- ALVARADO L., 1977. *Protecciones de taludes con enrocados*. III Coloquio Nacional de Hidráulica.
- LOPARGO R.A., 1976. *Cálculo práctico de enrocados para protección de márgenes*. VII Congreso Latinoamericano de Hidráulica.
- ESTELLES L., 1976. *Protección de taludes con enrocados*. VII Congreso Latinoamericano de Hidráulica.
- STEVENS M.A., SIMONS D.B., LEWIS G.L., 1976. *Safety factor for riprap protection*. Journal of the Hydraulica Division ASCE N° 5.
- POSEY C.J., 1976. *Terrag's inverted filter an important tool for the civil engineer*. Civil Engineering ASCE. Abril.

22. ALVARADO L., MERY H., RIEDEL R., 1977. *Diseño de una barrera de enrocados en el río Teno*. III Coloquio Nacional de Ingeniería Hidráulica.
23. MERY H., ALVARADO L., 1980. *Experiencias en el funcionamiento de una barrera de enrocados*. IX Congreso Latinoamericano de Hidráulica.