

FIG. 4

MODELO TEORICO DE SOCAVACION GENERAL Y SOCAVACION LOCAL EN RIOS DE LECHO GRANULAR GRUESO, AGUAS ABAJO DE UN EMBALSE

Solano Vega Vischi (°)
Ing. Civil-U. de Chile

La presencia de un embalse en un curso natural rompe el equilibrio sedimentológico de ese curso, debido a que el embalse actuará como decantador de todos los arrastres que se produzcan aguas arriba. Las descargas de vertedero, o de las obras de entrega serán, en consecuencia, de agua sin sedimentos que producirán socavaciones mucho mayores que las que los mismos gastos habrían producido sin la presencia del embalse. El lecho se degradará hasta alcanzar un nuevo nivel de equilibrio que dependerá de su granulometría y de los gastos que escurran.

Se definirá como lecho de grano grueso aquellos en que el material que lo constituye está integrado en su mayor proporción volumétrica por tamaños que sólo pueden desplazarse como carga de fondo, es decir, rodando o deslizando sobre las capas de granos subyacentes.

El modelo que se propone, se basa en que las fuerzas de arrastre producidas por los escurrimientos competentes sean capaces de efectuar una selección por desplazamiento de los tamaños menores, de modo que permanezcan granos, de dimensiones que no pueden ser arrastrados por aquellas fuerzas. Para que este proceso de selección ocurra, deberá producirse un movimiento

(°) Ingeniero Consultor - Santiago de Chile

de partículas hasta una cierta profundidad, que hemos definido anteriormente como profundidad de socavación.

En figura 1, se representa la sección transversal de un río de forma irregular, con distintas características hidráulicas en su ancho. La sección podemos separarla en varias subsecciones, de modo que en cada una de ellas se puedan establecer condiciones medias de escurrimiento.

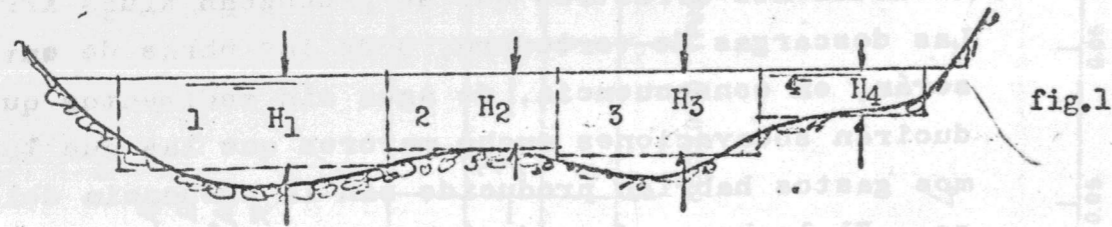


fig.1

Supongamos que establecemos un corte longitudinal en cualquiera de estas secciones y ésta se represente por la fig. 2.

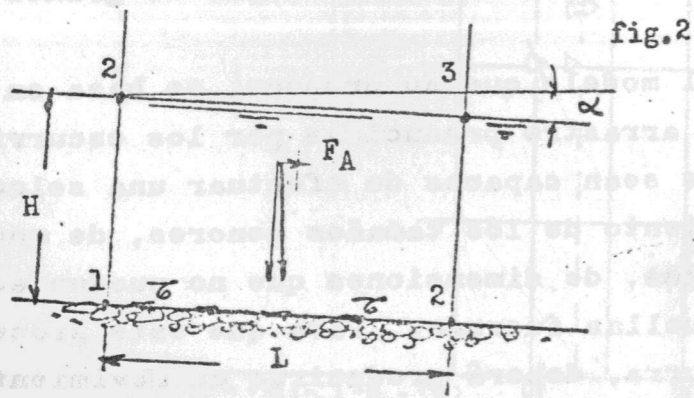


fig.2

Sea B el ancho de la sección, considerada, L la longitud de escurrimiento, α la inclinación de éste.

El peso del sector considerado entre 1, 2, 3, 4 da una componente F_A en la dirección del escurrimiento que vale:

$$F_A = HLB \gamma_a \text{ sen } \alpha \quad \gamma_a = \text{peso esp. del agua}$$

En los lechos naturales α es suficientemente pequeño para reemplazar $\text{sen } \alpha = \text{tang } \alpha = J =$ pendiente E.H. Las fuerzas que impiden la aceleración del flujo son los esfuerzos τ que el lecho opone equilibrando a la componente F_A

$$F_P = \tau \cdot L \cdot B$$

Igualando F_A y F_P , tenemos:

$$\tau = \gamma_a H J \quad (1)$$

Los estudios ya clásicos de Shields, han determinado que con escurrimiento turbulento sobre el lecho, las fuerzas de corte τ son capaces de mover granos cuyo tamaño "d" está definido por la relación

$$\tau = 0.06 (\gamma_s - \gamma_a) d \quad (2) \quad \gamma_s = \text{peso esp. del grano}$$

De acuerdo a las ecuaciones (1) y (2), para cada altura de escurrimiento H en cualquiera de las subsecciones consideradas en fig. 1, habrá un tamaño "d" máximo al cual el escurrimiento puede arrastrar. Igualando ambas expresiones, podremos definir entonces un tamaño de grano "d_c", que definiremos como crítico, para el cual se produce movimiento

$$\gamma_a H J = 0.06 (\gamma_s - \gamma_a) d_c \quad (3)$$

De ahí que:
$$d_c = \frac{16,66 HJ}{\frac{\gamma_s}{\gamma_a} - 1} \quad (4)$$

Si aceptamos como valor medio de $\frac{\gamma_s}{\gamma_a} = 2,66$, podemos simplificar lo anterior a:

$$d_c = 10 HJ \quad (5)$$

El tamaño " d_i " que acoraza el lecho, deberá ser, en consecuencia, mayor que d_c , de modo que

$$d_i = K d_c \quad (K > 1)$$

A.- Modelo de socavación general

El lecho esquematizado en figura 1, estará constituido en cada subsección que caracteriza el escurrimiento, por una población granulométrica variable que se deberá determinar en profundidad. Esto permite conocer la distribución volumétrica de tamaños, a medida que se vayan considerando distintos niveles de socavación. Esta clasificación deberá establecerse en cada unidad de profundidad, en un vertical de no menos 2 H unidades.

Para cada tamaño de granos " d_i ", habrá una cierta cantidad fija de ellos que cubra una unidad de superficie. Lo anterior implica suponer una forma geométrica de las partículas, y una cierta disposición que definirá un coeficiente " η " de recubrimiento, tal que:

$$\eta \cdot n \cdot d_i^2 = 1.$$

Si las partículas fueran de planta circular, y se dispusieran en la forma más compacta posible, $\eta = 0.906$. Con las formas de las partículas naturales, y al haber diferentes tamaños d , éste coeficiente podría aumentar. En lo que sigue, supondremos $\eta = 0.906$, pues es más conservativo, con lo cual el número " n " de granos " d_i " que cubre la unidad de superficie será:

$$n = \frac{1}{0.906 d_i^2}$$

A medida que el nivel de escurrimiento crece hasta alcanzar el valor H, los esfuerzos tractivos irán desplazando los granos cuyo tamaño es igual o menor que el d_c correspondiente a esa etapa de tracción, e irá dejando en su posición original en planta a las partículas de tamaño $d_i > d_c$. Se irá produciendo, en consecuencia, un descenso de los granos más pesados hasta que en una cierta profundidad, constituyan una población continua en superficie que cubra todo este nivel, con granos de tamaño $d_i, d_j, \dots, d_p > d_c$.

La clasificación en profundidad del material del lecho, determinará por unidad de volumen qué número n_i de tamaño d_i , n_j de tamaño d_j , y así sucesivamente, constituye la población del lecho.

Para que el tamizado natural se produzca en profundidad, deberá removerse un espesor " h_s " de lecho, de modo que al llegarse a ese nivel la superficie esté cubierta de partículas de tamaño $d_i, d_j, \dots, d_p > d_c$.

$$h_s (0.906 n_i d_i^2 + 0.906 n_j d_j^2 + \dots + 0.906 n_p d_p^2) =$$

$$\therefore h_s = \frac{1.1}{n_i d_i^2 + n_j d_j^2 + \dots + n_p d_p^2} \quad (6)$$

en que:

$$d_i = K d_c = K(10 HJ)$$

De acuerdo con el modelo propuesto, cada subsección del río define un $d_i = K(10HJ)$. La cantidad de elementos por volumen unitario entre los tamaños d_i y d_j que llamamos n_i , y así sucesivamente, hacia los granos mayores, permite definir con ec. 6 la profundidad de socavación en esa subsección.

B.- Modelo de socavación local en cepa de puente.

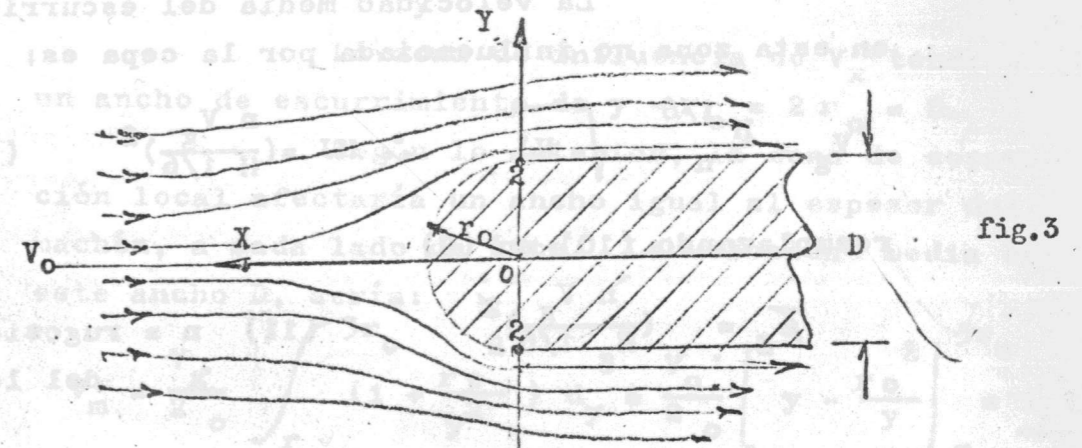
Aplicaremos el mismo criterio de tamizado natural del caso anterior, introduciendo los parámetros que caracterizan la singularidad.

Aceptaremos por simplificación las siguientes condiciones que generalmente cumplen las estructuras de este tipo:

1. El eje de la cepa está en la dirección del escurrimiento general.
2. La dimensión en el sentido del escurrimiento es varias veces la de la dimensión normal (ancho).
3. La cara que se opone al escurrimiento es una superficie cilíndrica de planta semicircular.

La determinación de las fuerzas tractivas alrededor de la cepa se hará en forma indirecta, relacionando las velocidades del escurrimiento general

con las locales, alrededor de ésta. Estas velocidades se han determinado aceptando que serían las de un fluido potencial alrededor de un semicilindro. En figura 3, se definen en planta las condiciones de escurrimiento.



Las expresiones para la variación de la velocidad en el sentido del escurrimiento, según los ejes x e y están dadas por ecs. 7 y 8.

$$V_x = V_0 \left(1 - \frac{r_0^2}{x^2}\right) \quad (7)$$

$$V_x = V_0 \left(1 + \frac{r_0^2}{y^2}\right) \quad (8)$$

La ec. 7 expresa que la velocidad en el eje x (dirección del escurrimiento) en el punto 1, en la cara de la cepa, es cero, y aumenta hacia aguas arriba hasta asintotizar al valor V_0 . En el diámetro normal al escurrimiento (puntos 1), en la cara de la cepa, la velocidad es máxima e igual a $2V_0$, disminuyendo a medida que se aleja hasta asintotizar V_0 .

Más allá de la zona de influencia de la cepa, las condiciones del escurrimiento son H y J y el esfuerzo del arrastre τ_g , cuyo valor es:

$$\tau_g = \gamma_a HJ \quad (9)$$

La velocidad media del escurrimiento en esta zona no influenciada por la cepa es:

$$V_g = \frac{H^{1/6}}{n} \sqrt{HJ} \quad \therefore HJ = \left(\frac{n V_g}{H^{1/6}} \right)^2 \quad (10)$$

reemplazando (10) en (9)

$$\tau_g = \left(\frac{n V_g}{H^{1/6}} \right)^2 \quad (11) \quad n = \text{rugosidad del lecho.}$$

Aceptando que el mecanismo de arrastre y acorazamiento cerca de la cepa, responde a parámetros semejantes a los de la socavación general, podríamos expresar la fuerza tractiva al pie de la cepa, como:

$$\tau_m = \left(\frac{n V_m}{H_m^{1/6}} \right)^2 \quad (12) \quad \text{en que } V_m \text{ y } H_m \text{ serían las velocidades y alturas de escurrimiento representativas en el entorno próximo a la cepa.}$$

Definiremos V_m y la zona de influencia de esta velocidad para la región en que ésta es máxima, que como se ha dicho se localiza en el eje Y de la estructura (fig.3)

Aceptamos como zona de influencia de estas velocidades V_m y mayores que V_g , aquella en que V_x varía entre $2V_o$ y $1,1 V_o$, de modo de obtener una zona finita y significativa de esta influencia. Aplicando esta definición a la ecuación 8:

$$1,1 V_o = V_o \left(1 + \frac{r_o}{y} \right)^2 \quad \therefore y = 3 r_o$$

La zona de influencia de V_x tendría un ancho de escurrimiento de $y - r_o = 2 r_o = D$.

Según lo anterior, la zona de socavación local afectaría un ancho igual al espesor del machón, a cada lado de éste. La velocidad media en este ancho D, sería:

$$V_m = \frac{V_g}{2} \int_{r_o}^{3r_o} \left(1 + \frac{r_o}{y} \right)^2 dy = \frac{V_o}{2} \left[y - \frac{r_o^2}{y} \right]_{r_o}^{3r_o} = 1,33 V_g$$

Reemplazando este valor de V_m en (12), tenemos:

$$\tau_m = \left[\frac{n \times 1,33 V_g}{H_m^{1/6}} \right]^2 \quad (13)$$

Estableciendo razón entre τ_g y τ_m , tendremos:

$$\frac{\tau_m}{\tau_g} = (1,33)^2 \left(\frac{H_g}{H_m} \right)^{1/3}$$

$$\frac{H_g}{H_m} < 1 \quad \text{pero} \quad \left(\frac{H_g}{H_m} \right)^{1/3} \rightarrow 1$$

Conservativamente aceptamos $\left(\frac{H_g}{H_m} \right)^{1/3} = 1$, y tendremos finalmente que:

$$\tau_m = (1,33)^2 \tau_g = 1,77 \tau_g \quad (14)$$

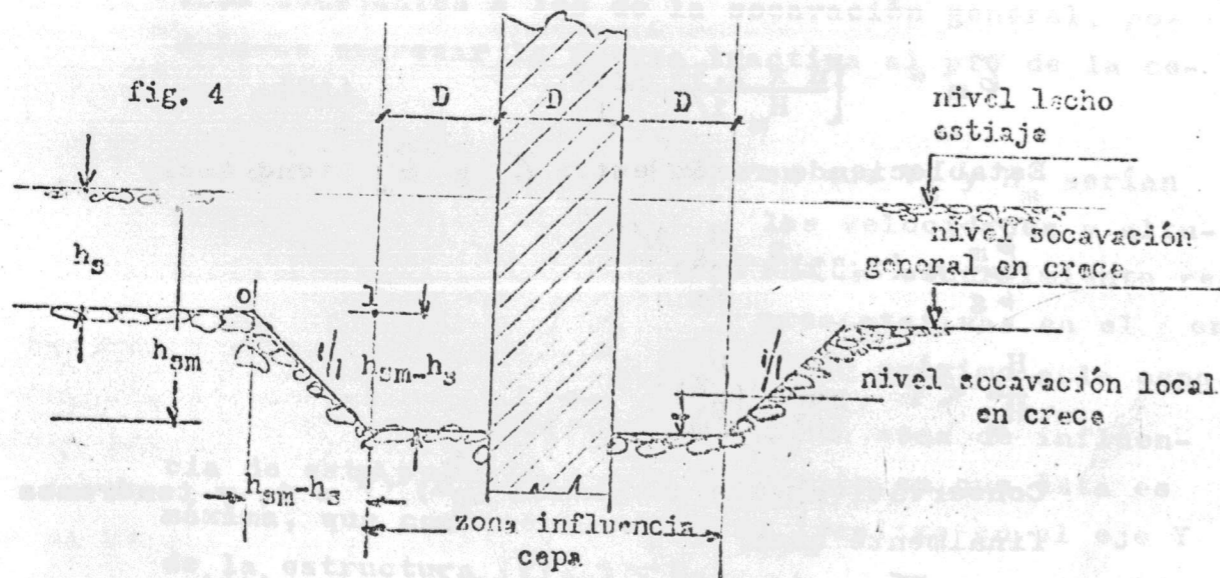
Aplicando la ecuación de Schields ya utilizada en la socavación general:

$$1,77 HJ = 0,1 d_{cm} \therefore d_{cm} = 17,7 HJ \quad (15)$$

Con estos valores ya definidos, tendremos que establecer una hipótesis en cuanto a la forma que adopta el perfil de socavación cerca de la cepa, de modo de poder calcular la profundidad de socavación local que designaremos h_{sm} (ver figura 4).

El tamaño d_i que acoraza el lecho para esta condición, se definirá igual que para la socavación general como:

$$d_i = K d_{cm} \quad K > 1$$



De acuerdo a este esquema de socavación, en que más allá de la zona de influencia de la cepa, la variación del fondo es según una traza de inclinación 1/1, el volumen de material del lecho que contribuye al acorazamiento de la zona de influencia de ancho D, será no sólo el del prisma $D h_{sm}$, sino que también, el correspondiente al volumen triangular 0-1-2-0, que cae por gravedad en la depresión. Designaremos V_m a este volumen total:

$$V_m = Dh_{sm} + \frac{(h_{sm} - h_s)^2}{2}$$

El valor h_s se calcula según lo explicado en la sección A. Habría que determinar h_{sm} conociendo el resto de los parámetros. Tendríamos que por unidad de longitud en el sentido del escurrimiento para la socavación local, se produciría el acorazamiento para una profundidad h_{sm} tal que:

$$0,906 Dh_{sm} + \frac{(h_{sm} - h_s)^2}{2} (n_i d_i^2 + n_j d_j^2 + \dots + n_p d_p^2) = D \quad (16)$$

En esta ecuación de 2º grado en h_{sm} , $d_i = K d_{cm}$ en que $K > 1$.

La ecuación anterior podemos simplificarla en su notación, introduciendo una socavación virtual h_s^* que correspondería a una socavación general para el caso que ésta la produzca $\bar{c}_m = 1,77 \bar{c}_g$, en cuyo caso *

$$h_s^* = \frac{1,1}{n_i d_i^2 + n_j d_j^2 + \dots + n_p d_p^2}$$

Ingeniero Jefe de... Universidad de Chile.
Ingeniero Civil. Profesor del Departamento de... Gráficas de la Universidad Católica de Chile.
Egresado de Ingeniería Civil de la Universidad de Chile... actualmente realiza su tesis en el... de... Universidad de Chile.

en que $d_i = K d_{cm}$, y d_{cm} lo define ec. (15).

La ecuación (16) quedaría entonces:

$$h_{sm}^2 + 2(D-h_s)h_{sm} + h_s^2 - 2Dh_s^* = 0 \quad (16a)$$

en que h_{sm} = socavación local en cepa.

D = ancho de la cepa

h_s = socavación general para \bar{z}_g

h_s^* = socavación general virtual para

$$\bar{z}_m = 1,77 \bar{z}_g.$$

La socavación " h_{sm} " sería la máxima posible, pues, además, de las hipótesis conservativas a que se ha hecho referencia en las partes pertinentes, al estudiar la distribución de velocidades alrededor de la cepa, no hemos considerado la capa límite turbulenta que se desarrolla en la superficie de ésta, disminuyendo aquellas velocidades.

SEGUNDO COLOQUIO NACIONAL
SOCIEDAD CHILENA DE INGENIERIA HIDRAULICA

PARAMETROS QUE DETERMINAN LA PERMEABILIDAD

Ramón Fuentes A. (*)

Juan Mackenna I. (**)

Juan Hurtado V. (***)

Esta contribución, tiene por objeto presentar una investigación actualmente en curso en el Laboratorio de Hidráulica de la Universidad de Chile, que dice relación con la determinación de la permeabilidad a partir de ciertas propiedades físicas del medio poroso y del fluido que en él escurre.

* Ingeniero Jefe del Laboratorio de Hidráulica de la Universidad de Chile.

** Ingeniero Civil. Profesor del Departamento de Obras Hidráulicas de la Universidad Católica de Chile.

*** Egresado de Ingeniería Civil de la Universidad de Chile (actualmente realiza su tesis en el Laboratorio de Hidráulica, Universidad de Chile.