
SOCIEDAD CHILENA DE INGENIERIA HIDRAULICA
I. COLOQUIO NACIONAL
JUNIO-JULIO 1971
SANTIAGO - CHILE

CALCULO DEL EJE HIDRAULICO EN
UNA CORRIENTE NATURAL

HORACIO MERY M.
ING. CIVIL
EMPRESA NACIONAL DE ELECTRICIDAD S.A

CALCULO DEL EJE HIDRAULICO EN
UNA CORRIENTE NATURAL

1.- OBJETIVO DEL TRABAJO.

Un problema muy corriente que se plantea a los Ingenieros Hidráulicos que trabajan en proyectos hidroeléctricos, es la determinación del eje hidráulico en un lecho natural. En efecto, el proyecto de una obra de captación o de la obra de descarga de una central hidráulica, en un río, exige el conocimiento de los niveles que se presentarán para diversos caudales del río en la sección respectiva. Normalmente el proyecto de tales obras exige, por seguridad, el conocimiento de los niveles en las crecidas de escasa frecuencia (crecidas de 1:100, 1:500, ó 1:1000 años). Las curvas de descargas disponibles generalmente no dan los datos de niveles para esos caudales y resulta necesario calcular ejes hidráulicos en el río para esos casos. Los niveles del agua, para esas crecidas, permiten fijar las cotas de las diversas estructuras de una bocatoma, como son: puentes, vigas, pasarelas, coronamientos de muro, etc., o las cotas de la casa de máquinas en la descarga de una central hidroeléctrica. Particularmente delicado es el caso de las unidades con turbinas Peltón, por cuanto los rodetes de las turbinas deben ubicarse con una revancha suficiente sobre los niveles máximos de operación.

El presente trabajo no pretende dar un nuevo procedimiento de cálculo del eje hidráulico en un lecho natural sino explicar la forma como ha sido abordado en la División de Estudios Hidráulicos de la ENDESA y las críticas o reservas que merece este procedimiento.

2.- METODO Y PROCEDIMIENTO DEL CALCULO

2.1. Método . En un canal de sección prismática, la Hidráulica ha desarrollado una teoría precisa para determinar el eje hidráulico en régimen gradualmente variado para

un caudal dado. Los coeficientes de rugosidad que intervienen en las ecuaciones que determinan las pérdidas de carga, son relativamente bien conocidos y es posible calcular el eje hidráulico con una exactitud suficiente para fines prácticos.

En un río o curso natural el problema es diferente, ya no es directamente aplicable toda la teoría del régimen gradualmente variado para los canales prismáticos. No puede hablarse de una altura normal por cuanto la sección, la pendiente y la rugosidad son esencialmente variables. La altura crítica varía de una sección a otra. El lecho sufre modificaciones con el tiempo y es esencialmente cambiante. Normalmente, existen un cauce principal, cauces secundarios y cauces de inundación laterales. Para el cálculo de la pérdida de carga se ha usado la ecuación de Manning, entendiendo que el coeficiente de rugosidad "n" en un cierto cauce, es un valor global que incluye, además de las asperezas propias del lecho, las pérdidas singulares debidas a las irregularidades del lecho, a las curvas, bancos laterales, bloques, etc. Los coeficientes de rugosidad pueden ser muy diferentes entre los diversos cauces y en general los coeficientes de los cauces de inundación, serán superiores a los de los cauces principales o secundarios.

Generalmente un río desborda de su lecho ordinario cubriendo las tierras ribereñas con una lámina de agua de menos espesor. Se obtienen resultados erróneos cuando se considera unitariamente toda la corriente. Es seguro que el movimiento en cada uno de los cauces parciales de una sección de río, es casi independiente de los otros. En la naturaleza se denuncia la línea o zona divisoria de los distintos cauces animados de distintas velocidades, por la formación de torbellinos debidos a las diferentes velocidades.

Supongamos una sección de río (ver Fig. 1), la cual se ha dividido en "i" subsecciones, cuyos coeficientes de rugosidad son $n_1, n_2, n_3 \dots n_i$, y las cuales conducen caudales $Q_1, Q_2, Q_3 \dots Q_i$ respectivamente.

El caudal total de la crecida será:

$$Q = Q_1 + Q_2 + Q_3 + \dots + Q_i \quad (1)$$

Si se designa por "J" la pendiente media del plano de carga, en los diversos cauces deberá verificarse, de acuerdo a la fórmula de Manning:

$$J = \left(\frac{n_1 Q_1}{S_1 R_1^{2/3}} \right)^2 = \left(\frac{n_2 Q_2}{S_2 R_2^{2/3}} \right)^2 = \dots = \left(\frac{n_i Q_i}{S_i R_i^{2/3}} \right)^2 \quad (2)$$

Siendo S_i = área de una subsección

R_i = radio hidráulico de la misma.

Depejando los caudales de las ecuaciones (2) y reemplazándolos en la ecuación de continuidad (1) se obtiene:

$$Q = \left(\frac{S_1 R_1^{2/3}}{n_1} + \frac{S_2 R_2^{2/3}}{n_2} + \dots + \frac{S_i R_i^{2/3}}{n_i} \right) \sqrt{J} \quad (3)$$

Los términos en el paréntesis, son los coeficientes de transporte de cada una de las subsecciones y se designa normalmente por K . Para la subsección de orden "i" :

$$K_i = \frac{S_i R_i^{2/3}}{n_i} \quad (4)$$

La ecuación (3) se escribe :

$$Q = (K_1 + K_2 + K_3 + \dots + K_i) \sqrt{J} = K \sqrt{J} \quad (5)$$

K = coeficiente de transporte de la sección total, igual a la suma de los coeficientes de las subsecciones.

La velocidad media del escurrimiento, considerando unitariamente toda la corriente, será:

$$\bar{v} = \frac{Q}{S} \quad (6)$$

siendo el área total $S = S_1 + S_2 + S_3 + \dots + S_i$ (7)

La cota del plano de carga en la sección de río considerada, será :

$$Z_B = Z + \alpha \frac{\bar{v}^2}{2g} \quad (8)$$

siendo $Z =$ cota del nivel de agua

El coeficiente α de Coriolis, asume un papel importante, puesto que se trata de subsecciones con velocidades que pueden ser muy diferentes. El coeficiente α vale

$$\alpha = \frac{\int v^3 ds}{\bar{v}^3 S} \quad (9)$$

Sean, \bar{v}_i la velocidad media en una subsección y α_i el coeficiente de Coriolis particular, debido a la desigual distribución de velocidades en la subsección. De acuerdo a la ecuación (9)

$$\alpha_i \bar{v}_i^3 S_i = \int_{S_i} v_i^3 ds$$

$$\text{Luego } \int_S v^3 ds = \alpha_1 \bar{v}_1^3 S_1 + \alpha_2 \bar{v}_2^3 S_2 + \dots + \alpha_i \bar{v}_i^3 S_i$$

$$\bar{v}_i = \frac{Q_i}{S_i} = \frac{K_i \sqrt{J}}{S_i} = \frac{K_i}{S_i} \frac{Q}{K}$$

$$\int_S v^3 ds = \frac{Q^3}{K^3} \sum_i \alpha_i \frac{K_i^3}{S_i^2}$$

Finalmente :

$$\alpha = \frac{\sum_i \alpha_i \frac{K_i^3}{S_i^2}}{K^3/S^2} \quad (10)$$

En los cálculos se ha aceptado que todas las subsecciones tienen un valor constante $\alpha_i = 1,10$.

Para una sección determinada del curso natural, es posible a priori, determinar en función del nivel de agua Z , de acuerdo a las relaciones anteriores, el coeficiente de transporte, área y coeficiente de Coriolis de la sección. Estos valores se podrán graficar en función del nivel Z .

El cálculo debe realizarse, utilizando secciones bien determinadas, ubicadas a una distancia (por el eje del cauce principal) comprendida entre 1 y 3 veces la anchura del cauce principal. Para definir las secciones para el cálculo, resulta conveniente con el objeto de que la sección sea la más representativa posible, tomar una sección media de tres; la intermedia del tramo de aguas arriba, la sección considerada y la intermedia del tramo de aguas abajo.

Para proceder al cálculo, de acuerdo con la Fig. 2., se verifica entre dos secciones consecutivas

$$z_1 + \alpha_1 \frac{\bar{v}_1^2}{2g} = z_2 + \alpha_2 \frac{\bar{v}_2^2}{2g} + J_m L \quad (11)$$

siendo
$$J_m = \frac{J_1 + J_2}{2} = \frac{1}{2} Q^2 \left(\frac{1}{K_1^2} + \frac{1}{K_2^2} \right) \quad (12)$$

Conocidas las características del escurrimiento en una de las secciones, por tanteos se calcula la altura de agua en la siguiente y así sucesivamente.

2.2. Punto de partida para el cálculo.

Este es un punto importante de considerar en este estudio. Existen muchas circunstancias en que el problema se podrá resolver muy exactamente, como en el caso de la existencia de algún estrechamiento natural del cauce o de una caída, en donde se producirá con toda certeza escurri-

miento crítico. También es el caso de la existencia de algún tramo más o menos recto de sección y pendiente relativamente uniforme, en el cual podría suponerse una altura cercana a la normal del tramo. En todo caso es una práctica conveniente en el caso de un eje hidráulico en régimen subcrítico, partir con el cálculo desde aguas abajo a una distancia suficientemente alejada de la zona que realmente interesa conocer. De esta manera, cualquier diferencia en la altura de partida desaparecerá su efecto a cierta distancia hacia aguas arriba.

3. COEFICIENTE DE RUGOSIDAD.

Se ha expresado que el coeficiente de rugosidad que se utiliza en las ecuaciones anteriores, es un valor global que debe tomar en cuenta no sólo las pérdidas friccionales sino también las singulares. De esta manera el coeficiente de rugosidad de Manning dependerá de varios factores.

- a) Superficie rugosa. Queda fijada por el tamaño y la forma de las partículas del material constitutivo del lecho del río.
- b) Vegetación. Puede ser considerada como constitutiva de la rugosidad superficial.
- c) Irregularidades del lecho. La presencia de bancos, ondulaciones, hoyos, etc. y en general las irregularidades del lecho, son singularidades que existen en forma continua en un río y sin duda afectan en forma importante las pérdidas de carga del escurrimiento.
- d) Cambios de dirección. Las curvas importantes deben ser tomadas en cuenta en forma detallada como pérdidas singulares. Sin embargo, los efectos de las curvas menores debidas a las sinuosidades del río pueden ser englobadas en el coeficiente de rugosidad.

Algunos autores han dado valores del coeficiente de rugosidad para lechos naturales como la conocida tabla de Horton, o la publicación del U.S. Geological Survey. En reciente trabajo, S. Bruk y Z. Volf determinaron para el río Tamish (tributario del Danubio) en una gran crecida en 1966, los siguientes valores:

Cauce principal	n = 0,035
Cauce de inundación con pastos y malezas bajas	n = 0,073
Cauces de inundación con arbustos y árboles plantados	n = 0,094
Cauces de inundación con bosques naturales	n = 0,104

En estudios realizados en ENDESA, se ha tenido ocasión de analizar 2 casos de interés que han permitido valorizar los coeficientes de rugosidad en cada caso.

3.1 Río Rapel aguas abajo de la central.

En Mayo de 1968, funcionando la central Rapel a plena capacidad, se pudo medir con gran precisión un eje hidráulico en un tramo de río de 1,5 km. aproximadamente. Este tramo es bastante recto y el lecho mismo está excavado en roca inmediatamente aguas abajo de la central y en el resto sus laderas están formadas por grandes piedras y bloques, tal como se muestra en las fotografías 1, 2 y 3 (*) . El lecho tiene las singularidades propias de un cauce natural, cambios frecuentes de ancho e irregularidades laterales. El fondo y el ancho basal fue bastante rectificado.

Para la medida del eje hidráulico se ubicarón 20 secciones a distancias no mayores de 100 m. entre sí. El caudal medido fue de 552 m³/s y el escurrimiento compro-

(*) Por brevedad, no incluidas en el texto.

metió exclusivamente el cauce principal del río. Ejes hidráulicos calculados con un computador IBM-360 para diversos coeficientes de rugosidad, permitieron determinar que la mayor concordancia entre el eje calculado y el medido, se obtenía para $n = 0,055$.

La Fig. 3 muestra el cauce entre el eje medido y el calculado para ese valor n .

3.2 Río Polcura en zona de descarga de la Central El Toro.

Este río en las grandes crecidas inunda zonas ribereñas presentando cauces secundarios de inundación. El río Polcura escurre encajonado entre cerros, con sus laderas cubiertas de bosques y espesa vegetación que en algunos puntos llega hasta el río mismo. Estas laderas, de fuerte pendiente, en algunas zonas se retiran algo del río dejando una que otra planicie a unos 2 ó 3 m. sobre el nivel ordinario de las aguas. En ellas crecen matorrales y arbustos menores. La pendiente media del río es del orden del 8% en la zona de la descarga de la Central El Toro. Las Figuras 4, 5 y 6 (*) muestran el río Polcura en esta zona.

El cálculo del eje hidráulico se hizo en base a 27 secciones distanciadas a unos 100 m. entre sí y obtenidas de un plano taquimétrico a escala 1:500. El cálculo, ejecutado mediante un computador IBM-360, de acuerdo a la teoría anteriormente expuesta, utilizó un valor de $n = 0,060$ para el cauce principal y $n = 0,090$ para los cauces laterales y $n = 0,075$ para aquellas secciones que no admitieron subdivisiones de áreas.

En Junio de 1969 se produjo en el Polcura una crecida importante, cuyo gasto fue estimado de $936 \text{ m}^3/\text{seg}$ y la cual fue medida estacando los bordes del escurrimiento en

(*) Por brevedad, no incluídas en el texto.

diversas secciones. La Fig. 4 muestra una comparación entre los ejes medido y calculado. Puede apreciarse una coincidencia aceptable entre ellos, excepto en la sección de medida S4 donde existe una diferencia local del orden de 1 m. de altura, debido a la existencia de un puente de construcción, el cual produce un remanso que explica la diferencia observada.

4. CONCLUSIONES.

El procedimiento de cálculo señalado, supone las siguientes hipótesis:

- 4.1 No se considera erosión ni embancamiento en el tramo de río, o al menos se supone que ellas no son significativas. Esta hipótesis podría dejar de ser cierta en crecidas muy grandes, en las cuales el cauce principal podría alterarse.
- 4.2 No existen islotes que dividen al río en brazos distintos, o si ellos existen quedan bajo agua durante la crecida.
- 4.3 El cálculo supone un régimen permanente, en cambio las crecidas son escurrimientos impermanentes. Sin embargo en la mayoría de los casos son regímenes suavemente impermanentes y las desviaciones por este concepto son pequeñas.

El procedimiento de cálculo explicado, con las limitaciones señaladas, se ajusta suficientemente a la realidad.

Los coeficientes de rugosidad (que deben considerar no sólo las asperezas propias del lecho sino también las pérdidas singulares continuas) de acuerdo a las medidas realizadas, deben ser cercanos a $n=0,060$ para un cauce principal formado por grandes piedras, bolones, ripio y arena y a $n=0,090$ para cauces de inundación formado por bolones, arena, algunos arbustos y matorrales. Las asperezas propias del lecho, no es la parte más importante de la pérdida global, de modo que los coeficientes no deben cambiar sensiblemente al presentar un lecho partículas más finas de material.

FIGURA N°1

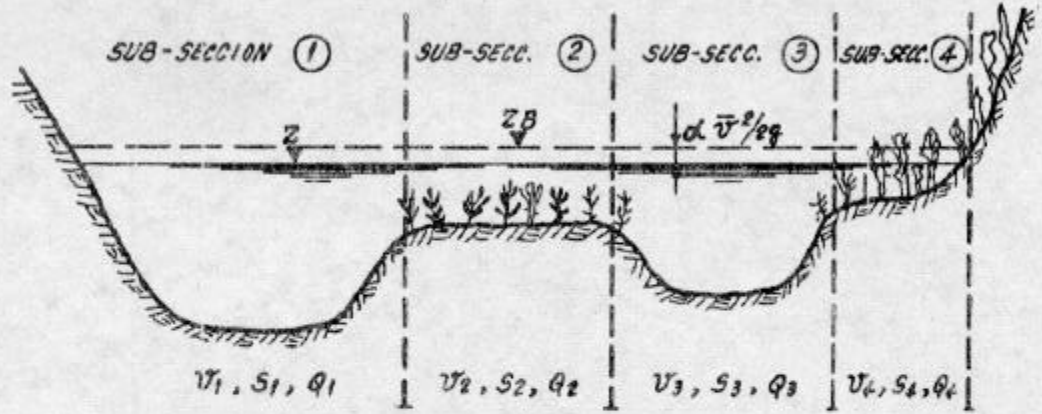


FIGURA N°2

