

# **EROSIÓN LOCAL AGUAS ABAJO DE UN DISIPADOR A RESALTO CON INSUFICIENTE NIVEL DE RESTITUCIÓN**

**Raúl A. Lopardo, José M. Casado y María Cecilia Lopardo**

Instituto Nacional del Agua  
C.C. 46, (1802) Aeropuerto Ezeiza, ARGENTINA  
E-mail: rlopardo@ina.gov.ar

## **RESUMEN**

La discontinuidad de flujo sedimentológico producida por la presa de Río Hondo ha generado una progresiva degradación del lecho fluvial aguas abajo de la obra, decreciendo el nivel del cauce en tres metros respecto de la situación original. El estudio hidrodinámico demuestra que para los caudales analizados sobre el diente final se produce escurrimiento crítico.

La erosión local aguas abajo de esta obra fue analizada: a) considerando la erosión debajo de un chorro plano horizontal, b) como erosión local aguas abajo de una platea convencional de disipación a resalto y c) como caso de erosión aguas abajo de salto de esquí. Se constató el comportamiento de las fórmulas empíricas mediante comparación de sus resultados con mediciones en prototipo para un caudal  $Q = 1400 \text{ m}^3/\text{s}$ .

Se propone una metodología no convencional de estimación de la erosión basada en que si bien la estructura es un cuenco amortiguador con elementos de disipación forzada, la presencia de flujo crítico sobre el diente final produce una nueva condición hidrodinámica, en la que el flujo acelerado impacta sobre el lecho como un chorro sumergido, similar a un salto de esquí, cuya carga debe calcularse como la energía propia del escurrimiento sobre el diente final.

## **ABSTRACT**

The sediment discontinuity produced by the Río Hondo Dam generates a progressive degradation of the river bed elevation downstream the structure, decreasing the bed level 3 m below the original bed. The hydrodynamic study developed shows for all discharges the Froude Number over the end sill is practically  $F1 = 1$ .

The local scour downstream this structure was analyzed: a) assuming the scour below an horizontal flow jet, b) as local scour downstream a conventional hydraulic jump stilling basin and c) as a case of scour downstream ski-jump. The performance of the empirical equations is considered for the comparison with prototype scour measurements for discharge  $Q = 1400 \text{ m}^3/\text{s}$ .

The authors propose an unconventional methodology, based in the following idea: even if the structure is a stilling basin with baffle piers for forced energy dissipation, the critical flow over the end sill generates a new hydrodynamic condition, and the accelerated flow acts on the river bottom as a submerged jet, such as the hydrodynamic configuration of a ski-jump spillway, but with hydraulic head calculated as the specific head over the end sill.

## **INTRODUCCIÓN**

En ciertas presas de embalse y azudes de derivación se produce un fenómeno de progresivo descenso del cauce aguas abajo. El efecto del endicamiento es responsable de un corte abrupto de la continuidad sedimentológica del curso fluvial generando un proceso típico de “erosión de cauce aguas abajo de presas” que se desarrolla en una longitud de varios kilómetros, en forma progresiva y permanente, hasta alcanzar en forma asintótica el nuevo perfil de equilibrio del cauce, al que en numerosos casos particulares aún puede no haberse llegado. Este descenso general del cauce modifica sensiblemente las condiciones del medio aguas abajo del aliviadero, configurando una situación no imaginada por los proyectistas y obviamente no simulada en los ensayos sobre modelo físico eventualmente efectuados.

Es posible demostrar que en casos como los planteados sobre el diente final se obtiene sistemáticamente una condición de número de Froude unitario, lo que implica la presencia de flujo crítico, es decir que tras una pérdida por resalto incompleto en la platea se produce una nueva aceleración del flujo, con sección de control sobre el cuenco. La sección con tirante crítico independiza las condiciones de aguas arriba de la de aguas abajo, tiende a una fuerte inestabilidad y formación de ondas y genera un nuevo proceso de resalto sobre la zona erosionada del lecho a modo de “cuenco amortiguador natural” con el consiguiente riesgo de erosión por alta velocidad. Esta situación resulta por supuesto sumamente más severa en cuanto a las posibilidades de erosión local por efecto de la interacción entre flujo y estructura, que la considerada en el diseño.

## **CUENCOS CON PLATEA DE DISIPACIÓN**

El resalto en general se encuentra contenido dentro de un cuenco, platea o disipador de energía, a fin de proteger al lecho de la fuerte acción erosiva. Por lo tanto, aguas abajo de un cuenco amortiguador no deberían admitirse erosiones locales de importancia. Sin embargo, existen numerosas referencias acerca de fuertes erosiones, y colapsos estructurales, debido a erosiones locales aguas abajo de cuencos a resalto.

Como usualmente el vertedero no ocupa el mismo ancho en la sección del río que el que se alcanzaría para el flujo libre durante una crecida de igual gasto que el erogado, resulta obvio que existe una posibilidad de erosión del cauce por concentración de velocidades en la zona de aguas abajo, suponiendo que el lecho estaba estable para el río en condiciones naturales. Además, siendo el resalto una transición entre régimen supercrítico y régimen subcrítico, resulta claro que en su sección final debieran encontrarse todas las características del régimen fluvial, que se asumen en la ecuación de Bélanger para calcular el tirante conjugado, es decir: escurrimiento rectilíneo, distribución hidrostática de presiones, perfil uniforme de velocidades e intensidad de turbulencia normal para escurrimiento a superficie libre con elevado número de Reynolds.

Debido a la definición de "longitud de resalto" , en la sección final calculada mediante las expresiones clásicas, como la de Smetana,  $L_r = 6 (h_2 - h_1)$ , no se interpreta la aproximación gradual a esos valores del flujo normal, por lo que habitualmente a lo largo de la longitud protegida no se transforma la totalidad de la energía cinética teóricamente calculada en potencial y térmica, dejando una parte remanente en energía turbulenta. Por otra parte, la distribución de velocidades en la sección final dista normalmente de ser uniforme, concentrándose el flujo en las proximidades del fondo. Estos aspectos implican una erosión local aguas abajo del disipador, siendo más destacables para casos con números de Froude incidentes menores que 4.5 (resalto oscilante).

La macroturbulencia existente en el flujo que egresa del disipador produce un movimiento del material del lecho dando origen al proceso erosivo. La visualización de ese proceso permite dividir distintas zonas en la erosión producida. Aguas arriba del punto de máxima profundidad de erosión se aprecia que el material es removido por un remolino de eje horizontal que asciende el material hasta la sección de contacto con el disipador donde es tomado por el escurrimiento y devuelto al pozo de erosión, en un fenómeno de estabilidad dinámica.

Aguas abajo del punto de máxima profundidad de erosión las fluctuaciones de velocidad son suficientemente importantes para que sumadas a la velocidad media normalmente supere los valores críticos del material del lecho, por lo que partes de éste son retiradas de la fosa hacia aguas abajo, incrementándose el tamaño de la misma. Con el transcurso del tiempo, al aumentar

el tamaño del pozo de erosión, las velocidades máximas instantáneas disminuyen, hasta quedar por debajo de los rangos críticos, con lo que se logra una cierta estabilidad.

Aguas abajo del pozo de erosión, si la velocidad es inferior a la crítica de arrastre, el material removido del interior de la fosa se deposita formando una barra, que luego de cierto tiempo reduce la sección de pasaje, aumentando la velocidad hasta que el material sobre la barra es arrastrado. Si el material que se deposita aguas abajo de la fosa es arrastrado por la corriente no hay posibilidad de formación de la barra y los límites de la erosión pueden extenderse considerablemente, llegándose a condiciones de estabilidad asintóticas con el tiempo de duración de las experiencias.

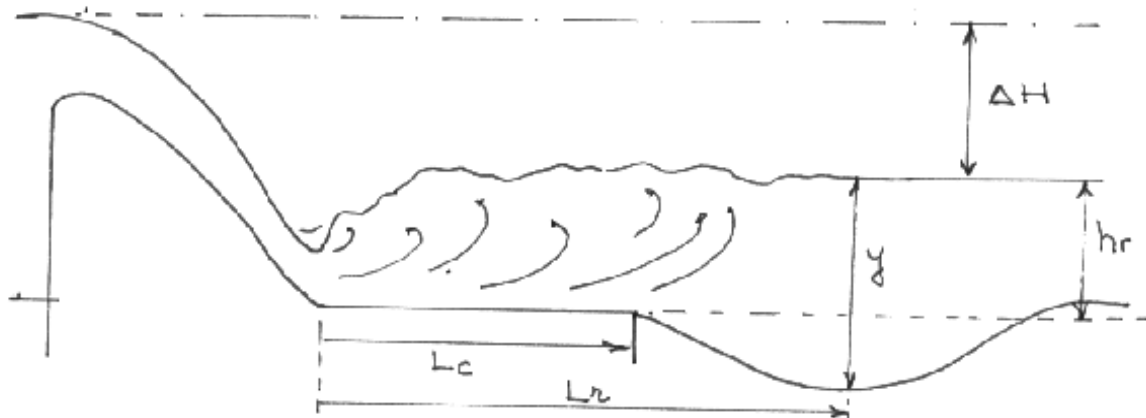


Figura N° 1: Esquema de erosión aguas abajo de cuenco plano horizontal a resalto

La profundidad máxima "y" de erosión (Figura N° 1) será función de variables del líquido, del sólido, del escurrimiento y de la geometría de la estructura:

$$y = f(\rho, \mu, d_s, \rho_s, q, \Delta H, g(s-1), h_r, L_c, L_r), \quad [1]$$

donde  $L_r$  es la longitud del resalto y  $L_c$  es la longitud de la platea de protección del lecho. Aplicando análisis dimensional y con las simplificaciones respecto de efectos viscosos y similitud de materiales sólidos, se obtiene:

$$y/\Delta H = F(q/\sqrt{g \Delta H^3}, h_r/\Delta H, d_s/h_r, L_c/L_r). \quad [2]$$

El parámetro  $q/\sqrt{g \Delta H^3}$  resulta para el caso del resalto hidráulico convencional equivalente a una función del cuadrado del número de Froude incidente, por lo que a los efectos del análisis dimensional, la relación funcional anterior es reemplazable por:

$$y/\Delta H = F(F_1, h_r/\Delta H, d_s/h_r, L_c/L_r). \quad [3]$$

Existen expresiones empíricas para el cálculo de erosiones aguas abajo de dissipadores a resalto con platea, que serían aplicables siempre que el resalto hidráulico esté contenido en su interior. Entre ellas, se puede calcular con la propuesta por Schoklitsch (Bouvard, 1960):

$$y = 4.5 \alpha \beta (\Sigma b/B)^{1/4} z^{1/6} H^{1/2} q^{1/3} + 2.15 a, \quad [4]$$

donde  $y$  es la profundidad de erosión,  $\Sigma b$  es la longitud total de vanos,  $B$  el ancho total del río en la sección de aguas abajo,  $z$  la duración en horas del escurrimiento de caudal específico  $q$  (por metro de ancho, supuesto repartido uniformemente),  $\alpha$  es un coeficiente que depende de la forma del cuenco (por ejemplo  $\alpha = 0.36$  para una platea horizontal plana y  $0.17 < \alpha < 0.25$  para una platea con diente final de Rehbock),  $\beta$  es otro coeficiente que depende de la repartición del caudal, en particular de las asimetrías del escurrimiento y su valor es próximo a la unidad y " $a$ " es la diferencia de nivel entre el diente final y el lecho del río.

Se ha demostrado que la granulometría de los aluviones no presenta una influencia relevante sobre la profundidad máxima de erosión. La fórmula presentada no tiene en cuenta dicho parámetro. Los resultados experimentales que justifican la expresión valen para cargas superiores a cuarenta veces el diámetro del material de lecho. En la práctica, si la relación es fuertemente inferior, el diámetro puede tener importancia (Bouvard, 1960).

De acuerdo con una publicación de hace más de medio siglo (Ahmad, 1953) la erosión aguas abajo de una platea de disipación a resalto hidráulico depende del tipo de escurrimiento, el gasto específico, la longitud de la platea de protección y el material componente del lecho fluvial en la descarga. Ahmad propone que la relación entre la profundidad máxima de erosión " $y$ " y el gasto específico " $q$ " elevado a la potencia dos tercios debe ser una constante, es decir

$$y/q^{2/3} = \text{constante.}$$

La mayor parte de la bibliografía sobre el tema considera que la influencia del diámetro del material del lecho aguas abajo de la platea de disipación no es despreciable. La expresión de cálculo de erosión aguas abajo de un cuenco amortiguador a resalto de longitud  $L_c = 5 h_2$  dada por otros autores (Catakli et Al, 1973), tiene en cuenta tal aspecto:

$$y = K q^{0.6} (\Delta H + h_r)^{0.2} d_{90}^{-0.1}, \quad [5]$$

donde  $d_{90}$  está expresado en mm,  $K$  es un factor de forma que vale  $K = 1.62$  cuando la platea carece de diente final y  $K = 1.42$  cuando tiene un diente final continuo de altura entre 10% y 12% del tirante conjugado del resalto.

Si bien existe limitada bibliografía sobre el particular (Breusers y Raudkivi, 1991), la presencia del cuenco amortiguador reduce la erosión en relación con la lámina que impacta directamente sobre el lecho. Breusers y Raudkivi mencionan que Novak considera que el uso de platea de disipación suficientemente larga como para contener al resalto reduce la erosión en 45% a 65% respecto de la que ocurriría sin platea. Asumiendo el orden de magnitud del 50% su aplicación a la expresión [6] propuesta por Jaeger daría como resultado (en forma dimensional):

$$y = 2,1 q^{0.5} \Delta H^{0.25} (h_r/d_{90})^{0.33}, \quad [6]$$

La bibliografía sobre erosión en lechos de sedimentos finos aguas abajo de estructuras hidráulicas permite demostrar que, para una dada geometría del flujo, la forma del foso de erosión resulta semejante para valores equivalentes de la relación  $y_{\text{máx}}/y_0$ , siendo  $y_{\text{máx}}$  la profundidad máxima de erosión a tiempo indefinido, medida desde el lecho original del río, e  $y_0$  la altura de agua, en este caso el tirante de restitución  $h_r$  (Breusers y Raudkivi, 1991).

Si bien no se encuentran disponibles expresiones generales capaces de predecir la profundidad máxima de equilibrio de la erosión, se mencionan al menos dos propuestas de aproximación para el cálculo, aplicando la expresión de Dietz (Dietz, 1969), y la metodología de Blench (Blench, 1957).

El primero propone una expresión del tipo:

$$(y - h_r)/h_r = (U_{\text{máx}} - U_c)/U_c \quad [7]$$

donde  $U_{\text{máx}}$  es la velocidad media máxima del flujo aguas abajo de la obra y  $U_c$  es la velocidad crítica de arrastre de sedimentos, que es función del diámetro medio de los mismos, pudiendo obtenerse de la expresión de Neill:

$$U_c^2 = 2 g (s - 1) d (h_r/d)^{1/3} \quad [8]$$

Sin embargo, según Breusers y Raudkivi (1991), los valores que predice la expresión de Dietz parecen resultar demasiado elevados, generando proyectos exageradamente conservadores.

Por otra parte (Blench, 1957), sobre la base de la “teoría del régimen” se presentó una ecuación específica para estimar la profundidad máxima de erosión aguas abajo de piletas de quietamiento que contienen resaltos hidráulicos. Ella puede resumirse en:

$$y_{\text{máx}} = (0,75 \text{ a } 1,25) y_{2r} + h_r \quad [9]$$

donde  $y_{2r}$  es el denominado “tirante de régimen” en flujo bidimensional, que viene definido por la fórmula:

$$y_{2r} = 1,34 (q^2/f), \quad [10]$$

donde a su vez “f” es el llamado factor de sedimentación del cauce, que puede calcularse como:

$$f = 1,76 [d(\text{mm})]^{1/2} \quad [11]$$

Las erosiones pueden cambiar de forma como consecuencia de las operaciones de compuertas o de otras alteraciones de las condiciones de escurrimiento. En general, la mayor erosión se produce ante una maniobra asimétrica de las compuertas. Ello es atribuible a la configuración no uniforme del escurrimiento, y especialmente a la aparición de los torbellinos de eje horizontal ligados a esa asimetría. Para un gasto total a evacuar dado, el gasto específico será menor a medida que el gasto total esté mejor repartido a través de todos los vanos. Ello disminuirá en consecuencia las posibilidades de erosión. La erosión local se produce por otra parte muy rápidamente, y es por eso que una maniobra peligrosa puede tener consecuencias graves, aunque dure poco tiempo. Las consignas de explotación deberán estar claramente precisadas al personal encargado de ejecutar las maniobras.

En definitiva, entre los varios aspectos que pueden ser responsables de una erosión no controlada aguas abajo de un cuenco amortiguador a resalto (Ahmad, 1953) merecen ser especialmente señalados en este caso: un descenso no calculado del nivel de restitución y una eventual distribución no uniforme del gasto en el vertedero.

## **CASO DE LONGITUD DE CUENCO NULA**

Como caso particular, se estudia la erosión generada por un resalto hidráulico actuando directamente sobre el lecho ( $L_c = 0$ ). Las primeras expresiones empíricas para evaluar este problema fueron propuestas por Schoklitsch en 1935 y Veronese en 1937. Ambas fórmulas no tienen en cuenta la condición de homogeneidad dimensional, por lo que desde el punto de vista

formal no tienen aptitud para ser utilizadas en cálculos extrapolados fuera de los rangos estrictos de los ensayos de sus autores. Sin embargo, Jaeger propone una adaptación de la expresión de Veronese, agregando la influencia del tirante de restitución, y cuya versión adimensionalizada es la siguiente:

$$y/\Delta H = 10.62 (q/\sqrt{(g \Delta H^3)})^{0.5} (h_r/d_{90})^{0.33}, \quad [12]$$

Por su parte, Eggenber y Müller adaptaron la fórmula de Schoklitsch de la siguiente manera:

$$y/\Delta H = 45.39 (q/\sqrt{(g \Delta H^3)})^{0.6} (\Delta H/d_{90})^{0.4}. \quad [13]$$

Existen diversas variantes de ese mismo tipo Schoklitsch, recomendándose en general como fórmula de cálculo de la profundidad máxima de erosión aguas abajo de estructuras hidráulicas (plateas bajo vertederos sin cuenco a resalto) la propuesta por Kotoulas:

$$y = 1,9 g^{-0.35} \Delta H^{0.35} q^{0.7} d_{95}^{-0.4}, \quad [14]$$

donde  $g$  es la aceleración de la gravedad y  $d_{95}$  el diámetro máximo del enrocado de protección,

Otros investigadores (Altinbilek y Basmaci, 1973) presentaron una expresión de cálculo de la profundidad máxima de erosión para un lecho sin cuenco amortiguador, aguas abajo de una compuerta de fondo cuya lámina de salida posee un tiente  $h_c$  en la sección contraída:

$$y/h_c = (\text{tg}\Phi/(d_s/h_c)) (F_c/\sqrt{(s-1)}), \quad [15]$$

donde  $\Phi$  es el ángulo de reposo del material del lecho y  $F_c$  el número de Froude integrado por la velocidad y el espesor de la lámina en la sección contraída.

Por otra parte, para el caso de erosión de un chorro aguas abajo de una compuerta de fondo propone la siguiente expresión empírica de la profundidad máxima de erosión (Franke, 1960):

$$y/\Delta H = 1.21 Z^{*0.3} (d_{90}/\Delta H)^{-0.4}. \quad [16]$$

Finalmente, según la experiencia china sobre el tema (Wang, 1987) el cálculo puede resumirse en una expresión válida para un chorro horizontal que egresa de una platea sobre un lecho no cohesivo protegido con material granular de diámetro representativo "d":

$$y = 1,25 (q^2/g)^{1/3} \Delta H^{0.26} d_{95}^{-0.22} h_r^{-0.04}. \quad [17]$$

## ESTUDIO DE CASO: LA PRESA DE RÍO HONDO

### Aspectos generales

La presa de Río Hondo está emplazada sobre el río Dulce, en la provincia de Santiago del Estero, Argentina, teniendo por objetivos fundamentales la atenuación de crecidas, la irrigación y la producción de energía hidroeléctrica.

Las estructuras de alivio están compuestas por un vertedero de superficie, dos descargadores de fondo y cuatro válvulas para derivación de riego. El vertedero posee una longitud libre de cresta  $L = 151$  m y una carga de diseño  $H = 3$  m, presentando un caudal máximo de  $1.525$  m<sup>3</sup>/s. El máximo caudal de diseño del total de las estructuras de alivio en simultáneo asciende

a  $Q = 2,248 \text{ m}^3/\text{s}$ . El aliviadero posee una platea de disipación horizontal de 80 m de longitud, a cota +245.92 m, con ancho aguas arriba de 166.5 m y aguas abajo de 182.5 m. Posee en su interior bloques de disipación forzada (baffle piers) y finaliza en un diente final escalonado con cota de coronamiento +249 m.

La presa comenzó a ser operada en la década del sesenta. La retención de sedimentos en el embalse produjo la consiguiente erosión aguas abajo, por efectos de la discontinuidad sedimentológica. Así es que desde entonces hasta la fecha el nivel del lecho fluvial aguas abajo de la presa descendió de un valor promedio +250 m hasta +247 m (Figura N° 2).

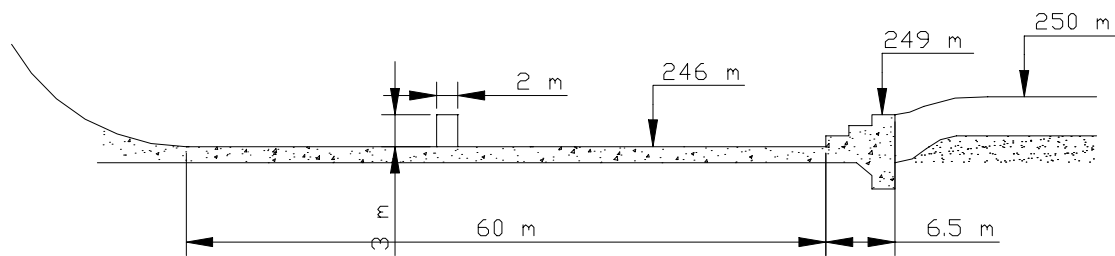


Figura N° 2: Cuenco disipador de la presa de Río Hondo

Debido a ese proceso, las condiciones hidrodinámicas del cuenco amortiguador se modificaron apreciablemente y el efecto de erosión local sobre el lecho fluvial es más severo de lo que consideraron los proyectistas hace ya mucho tiempo y fueran verificados en modelo físico en el Politécnico de Milán, antes de la construcción (Zarazaga y Petroni, 1973). En la actualidad, el resalto hidráulico no se ubica correctamente dentro de la estructura de hormigón y una lámina salta desde el diente final sobre el lecho, alterando las condiciones erosivas.

### Aspectos hidrodinámicos

Como primera verificación, se consideró al vertedero erogando sin auxilio de otros elementos de descarga. Es entonces posible erogar un caudal  $Q = 1550 \text{ m}^3/\text{s}$  para una cota de embalse  $H_0 = +275 \text{ m}$ , con cota de platea de hormigón  $H_p = +245.92 \text{ m}$ , con ancho del flujo en el pie del vertedero  $b = 166.5 \text{ m}$  y caudal específico de ingreso a la platea de disipación  $q = 9.31 \text{ m}^2/\text{s}$ .

Aplicando los principios de conservación de la energía y de la cantidad de movimiento es posible estimar un tirante de ingreso  $h_1 = 0.44 \text{ m}$ , y una velocidad incidente  $U_1 = 21.16 \text{ m/s}$ , lo que implica un número de Froude incidente  $F_1 = 10.3$ .

La longitud de la platea es  $L_c = 80 \text{ m}$ , lo que supera lo necesario para cubrir la longitud del resalto, más teniendo en cuenta el efecto disipador de los baffle piers y diente final. En pocas palabras, la platea fue diseñada para alojar el resalto hidráulico y disipar la energía remanente en su interior. Para que esas condiciones se cumplan se debe asegurar el pasaje de régimen supercrítico o veloz a régimen subcrítico o lento dentro de la estructura, evitando la transición macroturbulenta sobre el lecho del río, por su severidad erosiva.

Con los valores calculados es posible estimar el "tirante conjugado" del resalto libre que resulta  $h_2 = 6.2$  m. Tomando en consideración este resultado, para que el resalto quede contenido sobre la platea el nivel de restitución en el río debe superar la cota +252.12 m. Cuando la presa comenzó su operación, el nivel del lecho se encontraba a cota +250 m, por lo que el nivel de restitución superaba para el caudal de diseño claramente lo necesario.

Si se considera la expresión de Smetana, la longitud del resalto libre (sin baffle piers en su interior) puede ser estimada por  $L = 6 (h_2 - h_1) = 34.56$  m, lo que implica que  $L/L_c = 0.43$ , con lo que el largo de la platea es más del doble del necesario. Sin embargo, se han detectado erosiones locales aguas abajo de la estructura.

El caudal máximo medido a través del aliviadero a lo largo de más de cuarenta años ha sido  $Q = 1400$  m<sup>3</sup>/s, pero con un nivel de restitución a cota +250.8 m, puesto que ha ocurrido recientemente, tras muchos años de operación, con el nivel del lecho ya descendido. La erosión máxima aguas abajo de la platea alcanzó para esa situación hasta la cota + 245.5 m.

La cota topográfica del coronamiento del diente final de la platea es + 249 m, el ancho final del cuenco (en la progresiva del diente final) es  $B = 182.5$  m, el caudal específico sobre el diente resulta entonces  $q = 7.67$  m<sup>2</sup>/s y la velocidad media del escurrimiento sobre ese diente  $U_d = 4.26$  m/s. Para diferentes cotas de embalse ( $H_e$ ) y cotas de niveles de restitución ( $H_r$ ), estas últimas calculadas mediante el uso del modelo HEC-RAS, ha sido posible calcular las condiciones hidrodinámicas sobre el diente final para caudales  $Q = 500$  m<sup>3</sup>/s y  $Q = 2248$  m<sup>3</sup>/s (Tabla N° 1).

<b>He</b> <b>(m)</b>	<b>Hr</b> <b>(m)</b>	<b>Q</b> <b>(m3/s)</b>	<b>q</b> <b>(m2/s)</b>	<b>Qd</b> <b>(m2/s)</b>	<b>Ud</b> <b>(m/s)</b>	<b>hd</b> <b>(m)</b>	<b>Fd</b>
273.41	249.90	500	3.00	2.74	3.04	0.90	1.02
273.59	250.05	600	3.60	3.29	3.13	1.05	0.98
273.77	250.13	700	4.20	3.84	3.39	1.13	1.02
273.93	250.25	800	4.80	4.38	3.51	1.25	1.00
274.09	250.37	900	5.41	4.93	3.60	1.37	0.98
274.24	250.45	1000	6.01	5.48	3.78	1.45	1.00
274.53	250.65	1200	7.21	6.58	3.99	1.65	0.99
274.80	250.82	1400	8.41	7.67	4.21	1.82	1.00
275.00	250.93	1550	9.31	8.49	4.40	1.93	1.01
275.00	251.13	1800	10.81	9.86	4.63	2.13	1.01
275.00	251.27	2000	12.01	10.96	4.83	2.27	1.02
275.00	251.50	2248	13.50	12.32	4.93	2.50	0.99

Tabla N° 1: Condiciones hidrodinámicas sobre el diente final

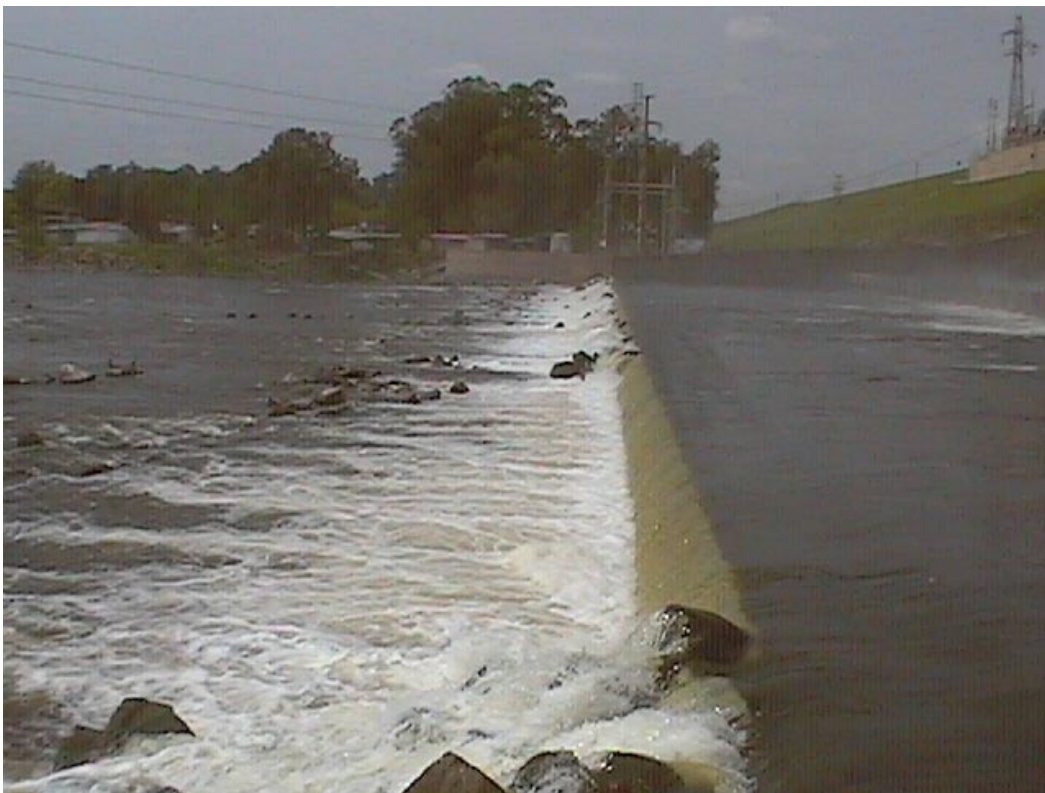
En la Tabla N° 1 se presentan el gasto específico que ingresa al cuenco "q", el gasto específico sobre el diente final "q<sub>d</sub>", la velocidad en esa sección "U<sub>d</sub>", el tirante de escurrimiento sobre el diente "h<sub>d</sub>" y el número de Froude en esa sección "F<sub>d</sub>".

La condición  $F_d = 1$  implica que en esa sección se produce escurrimiento crítico, por lo que se transforma en una sección de control, de modo tal que las condiciones de aguas arriba resultan independientes de las de aguas abajo. Aguas abajo del diente final el flujo vuelve a acelerarse con gran inestabilidad, formación de ondas superficiales y un nuevo proceso de resalto tiene lugar sobre el lecho del río. Es evidente que este fenómeno, no contemplado por las expresiones usuales de cálculo contribuye seriamente al proceso de erosión local aguas abajo de la estructura.



## Erosión local para máxima crecida registrada

Como se mencionara previamente, el caudal máximo registrado en la descarga de la presa de Río Hondo fue  $Q = 1,400 \text{ m}^3/\text{s}$ . Para esa condición de escurrimiento, el embalse se encontraba a cota + 274.8 m y el nivel de restitución alcanzaba la cota +250.8 m (con tirante de restitución  $h_r = 3,8 \text{ m}$ ) sobre el lecho, cuyo nivel medio estaba a cota + 247 m. En consecuencia, el salto total era  $\Delta H = 24 \text{ m}$  y el gasto específico sobre el diente final  $q_d = 7,67 \text{ m}^2/\text{s}$ . La máxima profundidad de erosión local medida tras un largo tiempo de operación resultó  $y = 5,53 \text{ m}$ , alcanzando una cota topográfica + 245.5 m. El material del lecho es de tipo granular, compuesto por limo y arenas finas. Tomando muestras cerca de la superficie, a profundidades entre 0,5 m y 1 m, en secciones ubicadas a 500 m y 750 m aguas abajo del diente final, resultó posible estimar un diámetro representativo de sedimento  $d = (d_{15} \cdot d_{85})^{1/2} = 1.51 \text{ mm}$  y un diámetro de acorazamiento  $d_{85} = 19 \text{ mm}$ .



Fotografía N° 1: Flujo sobre el diente final de Río Hondo (de derecha a izquierda)

Con la hipótesis de los proyectistas, el resalto estaría contenido dentro de la longitud de platea, por lo que aguas abajo debería producirse régimen fluvial. Para ese caso, se aplicaría la ya transcripta expresión empírica de Schoklitsch [4]. Con  $B = 182.5 \text{ m}$ ,  $z = 1$ ,  $q_d = 7.67 \text{ m}^2/\text{s}$ ,  $\alpha = 0.17$ ,  $\beta = 1$  y  $a = 1 \text{ m}$ , la profundidad máxima de erosión calculada resulta  $y = 9.24 \text{ m}$  y el nivel topográfico mínimo alcanzado por la erosión + 241.56 m.

Con la información sedimentológica y los resultados del cálculo hidrodinámico es posible aplicar la expresión de Catakli et Al [5], obteniéndose en este caso un valor  $y = 6.93 \text{ m}$ , lo que alcanza un nivel topográfico + 243.87 m, más de 1,5 m por debajo del resultado experimental (+ 245.5 m).

Aplicando la metodología propuesta por Dietz [7], con velocidad crítica  $V_c = 1.89 \text{ m/s}$ , la máxima profundidad de erosión calculada resulta  $y = 8.49 \text{ m}$ , implicando llegar a una cota

topográfica + 242.31 m. Ya algunos autores (Breusers y Raudkivi, 1991) consideraron que los valores que predice la expresión de Dietz pueden resultar extremadamente conservadores.

Utilizando la expresión de Blench, la profundidad máxima de erosión resulta, en valor medio,  $y = 5.85$  m. Como el nivel de restitución se encuentra a cota +250,82 m, la erosión puede alcanzar la cota +244.97m. Es interesante observar que aún considerando que el resalto se mantiene dentro del cuenco, todas las expresiones sobreestiman la erosión local en relación con la efectivamente producida en la realidad.

Los cálculos de profundidades máximas de erosión aguas abajo de la presa de Río Hondo mediante diversas expresiones se presentan en la Tabla N° 2, que resume el cálculo de la máxima profundidad de socavación local para diferentes condiciones hidrodinámicas, utilizando fórmulas propuestas por diversos autores, basadas algunas en casos de aliviaderos en saltos de esquí y otras para la condición de existencia de cuenco amortiguador de energía.

<b>TABLA N° 2: PROFUNDIDAD MÁXIMA DE EROSIÓN LOCAL AGUAS ABAJO DE LA PRESA DE RÍO HONDO</b>										
		Estimación como aliviadero en salto de esquí			Estimación de la profundidad máxima de erosión aguas abajo de disipadores a resalto				Máxima profundidad de erosión sin cuenco amortiguador	
H embalse	H restitución	Q	$y_{\text{Autores}}$	$y_{\text{INCYTH}}$	$y_{\text{Blench}}$	$y_{\text{Schoklitsch}}$	$y_{\text{Dietz}}$	$y_{\text{Catakli}}$	$y_{\text{Kotoulas}}$	$y_{\text{Wang}}$
(m)	(m)	(m <sup>3</sup> /s)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)
273.41	249.58	500	3.60	5.41	2.94	7.18	4.87	5.27	9.70	12.85
273.59	249.83	600	3.72	5.92	3.50	7.48	5.23	5.88	11.01	14.43
273.77	250.08	700	3.89	6.39	4.04	7.75	5.79	6.45	12.26	15.91
273.93	250.32	800	4.09	6.83	4.55	7.99	6.17	6.98	13.44	17.31
274.09	250.46	900	4.35	7.24	4.96	8.23	6.53	7.49	14.60	18.68
274.24	250.55	1000	4.65	7.64	5.30	8.45	6.99	7.99	15.73	20.02
274.53	250.70	1200	5.23	8.38	5.94	8.86	7.73	8.92	17.91	22.57
274.80	250.82	1400	5.80	9.06	6.51	9.24	8.49	9.79	19.99	25.00
275.00	250.89	1550	6.23	9.55	6.91	9.50	9.08	10.42	21.51	26.76
275.00	251.09	1800	6.83	10.27	7.64	9.84	9.95	11.38	23.82	29.41
275.00	251.24	2000	7.29	10.81	8.19	10.08	10.67	12.11	25.58	31.43
275.00	251.50	2248	7.75	11.43	8.94	10.35	11.38	12.97	27.66	33.77

## PROPUESTA DE UNA METODOLOGÍA NO CONVENCIONAL DE CÁLCULO

Cuando un cuenco amortiguador no es capaz de mantener el resalto en su interior (por falta de nivel de restitución) el flujo se acelera nuevamente sobre el diente final e impacta sobre el lecho en una lámina de manera que podría asemejarse a la de un salto de esquí de bajo desnivel. Por tal condición, podría considerarse en primera aproximación que la aplicación de una ecuación válida para ese tipo de flujo podría ser aplicable.

Existen numerosas expresiones propuestas por diversos autores para calcular la erosión máxima producida por una descarga de alivio en salto de esquí, con menor o mayor grado de complejidad para su utilización (Mason y Arumugam, 1985). Una expresión intencionalmente simplificada para esa estimación, conocida como "fórmula del INCYTH" (Chividini et Al, 1983), incluye

sólo como variables representativas "y", "q", "g" y " $\Delta H$ ", es decir los parámetros  $y/\Delta H$  y  $Z^*$ , siendo este último el llamado número de caída  $Z^* = q/(g \Delta H^3)^{0.5}$ .

Esta ecuación puede expresarse como:

$$y/\Delta H = K Z^{*0.5}, \quad [18]$$

con un valor medio de  $K = 2.5$  y un valor de proyecto (con coeficiente de seguridad incluido)  $K = 3.25$  (Lopardo y Sly, 1992).

La expresión [18] requiere sólo del conocimiento del caudal específico y el desnivel de caída entre la cota de embalse y la cota de restitución. A pesar de esa simplicidad, que excluye al tamaño del material que constituye el lecho como variable representativa, la expresión ha tenido más que aceptable verificación, tomando en consideración los resultados de prototipo publicados por otros autores con posterioridad a su propuesta, como los de las presas de Colbún (Riedel, 1989), Tarbela (Spurr, 1985), Cabora Bassa (Lemos y Ramos, 1984) y varias de la República Popular China (Keming y Chuanlong, 1987).

La erosión máxima estimada por la expresión [18] para el caso de Río Hondo con  $K = 2,5$  alcanza el valor  $y = 9.06$  m, implicando un descenso de la cota del lecho a + 241.76 m. Por supuesto, existen importantes objeciones a la aplicación de esta fórmula a este caso particular, por lo que no es de extrañar que no cumpla con los resultados del prototipo.

Aunque es usual que exista una gran dispersión de resultados obtenidos por expresiones de cálculo de erosión local provenientes de diferentes autores y los datos efectivamente medidos en cauces naturales, la Tabla N° 2 demuestra que las erosiones calculadas (considerando salto de esquí, resalto contenido en el cuenco o resalto sobre el propio lecho) son en todos los casos sensiblemente mayores que las registradas en prototipo.

Por lo expuesto, los autores proponen una metodología no convencional, basada en la siguiente idea: aunque la estructura sea una platea amortiguadora con elementos de disipación forzada, el escurrimiento vuelve a ser crítico sobre el diente final, generando una condición hidrodinámica no contemplada en el proyecto. El flujo se acelera nuevamente y actúa sobre el lecho fluvial como un chorro sumergido, semejando un escurrimiento típico de salto de esquí, pero de muy bajo desnivel energético.

La metodología propuesta se basa en la expresión [18] considerando que el piso del salto de esquí corresponde al coronamiento del diente final y el desnivel total deja de ser la diferencia ( $H_e - H_r$ ) entre niveles de embalse y restitución para calcularse como:

$$\Delta H = h_d + V_d^2/(2g).$$

Esta ecuación tiene en cuenta las pérdidas de energía por fricción a lo largo del aliviadero y las pérdidas locales debidas al efecto de los elementos de disipación forzada y escalera del diente final.

Con la metodología propuesta, la profundidad máxima estimada para el caudal máximo registrado resulta  $y = 5.26$  m (como se observa en la Tabla N° 2), muy aproximado al efectivamente determinado en prototipo.

Esta metodología se propone como criterio de estimación de erosiones locales aguas abajo de disipadores convencionales a resalto en presas en las que la discontinuidad del flujo

sedimentológico ha generado un descenso importante del nivel del lecho aguas abajo, provocando flujo crítico sobre el diente final. Esta situación, aparentemente anormal es sin embargo frecuente en presas pequeñas y azudes del noroeste argentino.

## CONCLUSIONES

Debido al progresivo descenso del nivel de restitución, que se produce aguas abajo de presas que retienen sedimentos, puede ocurrir que el resalto hidráulico no se mantenga contenido dentro de la platea de disipación, diseñada con ese propósito.

En el caso de la presa de Río Hondo, desde un caudal de 500 m<sup>3</sup>/s hasta la máxima erogación prevista de 2248 m<sup>3</sup>/s, los cálculos indican un número de Froude unitario sobre el diente final de la platea, que actúa como sección de control. El escurrimiento aguas abajo del mismo vuelve a acelerarse por lo que se incrementa la erosión local. La estructura adopta una nueva configuración hidrodinámica, como un salto de esquí con grandes pérdidas de energía en su recorrido, debido a los elementos de disipación forzada y la fricción.

Se propone una metodología no convencional de cálculo, basada en esa idea, de tratar el caso como un salto de esquí de bajo desnivel energético. Los resultados de la misma resultan compatibles con los valores experimentales obtenidos en prototipo.

## REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

**Ahmad, N.**(1953): "Mechanism of erosion below hydraulic works", Proc. V Congress of the IAHR, Minneapolis, USA, pág. 133-143).

**Altınbilek, H.D. y Basmaci, Y.** (1973): "Localised scour at the downstream of outlet structures", XI Congrès des Grands Barrages, Madrid, España, Q. 41, R. 7, pág. 105-122.

**Blench, T.** (1957): "Regime behaviour of canals and rivers", Butterworth, Londres, Reino Unido.

**Bouvard, M** (1960).: "Barrages mobiles et prises d'eau en rivières", Eyrolles, Paris, France.

**Breusers, H.N.C. y Raudkivi, A.J.** (1991): "Scouring", Balkema, Rotterdam.

**Catakli et Al.**(1973): "A study of scours at the end of stilling basin and use of horizontal blams as energy dissipators", XI Congrès des Grands Barrages, Madrid, pág. 25-37.

**Chividini, M., et Al** (1983); "Evaluación de la socavación máxima aguas abajo de aliviaderos en saltos de esquí", Anales del XI Congreso Nacional del Agua, Córdoba, Argentina, Vol. 6, pág. 187-210.

**Dietz, J.W.** (1969): "Kolkbildung im feinem oder leichter Sohlmaterialen bei strömenden Abfluss", Mitt. Theodor Rehbock Flussbaulab., Karlsruhe, Heft 155, pág 1-119

**Franke, P.** (1960): "Über kolkbildung und kolkformen", Osterreichische Wasserwirtschaft, Jargang 12, Heft 1, 1960, pág. 11-16.

**Keming, A. and Chuanlong, W.** (1987): "Free jet scour to rock riverbed", XXII Congrès IAHR, Seminaire sur Dissipation d'Énergie, Lausanne, Suietzerland, 1987.

**Lemos, F. O. y Ramos, C.M.** (1984): "Hydraulic modelling of free jet energy dissipation", Symposium on Scale Effects in Modelling Hydraulic Structures, edited by H. Kobus, Esslingen am Neckar, Germany, pág. 7.6/1-7.6/5.

**Lopardo, R.A. y Sly, E.** (1992): "Constatación de la profundidad de erosión aguas abajo de aliviaderos en salto de esquí", Revista Latinoamericana de Hidráulica, São Paulo, Brazil, N° 4, pág. 7-23.

**Mason, P.J. and Arumugam, K.** (1985): "Free jet scour below dams and flip buckets", en ASCE, J. of Hydraulic Engineering, Vol. 111, N° 2, pág.. 220-235.

**Riedel Grunwaldt, R.** (1989) "Socavación aguas abajo del salto de esquí del vertedero de la presa de Colbún" IX Congreso Nacional de la Sociedad Chilena de Ingeniería Hidráulica, Santiago, Chile.

**Spurr, K.J.W.** (1985): "Energy approach to estimating scour downstream of large dams", Water Power and Dam Construction, july, pág. 81-89.

**Wang, Shixia** (1987): "Scouring of riverbeds below sluices and dams", Design of Hydraulic Structures, edited by A. R. Kia y M. L. Albertson, Colorado State University, Fort Collins, USA, pág. 295-3046.

**Zarazaga, C.E. y Petroni, J.N.** (1973): "Obras hidráulicas en el proyecto del río Dulce. Presa Río Hondo", III Congreso Nacional del Agua, Santiago del Estero.