

**XXIV CONGRESO LATINOAMERICANO DE HIDRÁULICA
PUNTA DEL ESTE, URUGUAY, NOVIEMBRE 2010**

**ANÁLISIS DEL DIMENSIONAMIENTO DE LA LONGITUD DE REJA
EN UNA CAPTACIÓN DE FONDO**

Luis G. Castillo Elsitdié, Paulina Lima Guamán

*Universidad Politécnica de Cartagena. Grupo de I+D+i Hidr@m, España
luis.castillo@upct.es; paulina_lima@hotmail.com*

RESUMEN:

En este artículo se presenta un análisis de las formulaciones existentes para el dimensionamiento de las rejillas de fondo de una captación tipo caucásica o tirolesa, con el objeto de incrementar la disponibilidad del recurso y disminuir los efectos de las inundaciones provocadas por lluvias extremas en regiones semiáridas. Los resultados experimentales y de prototipo disponible en la literatura especializada, son comparados con los resultados que se obtienen de la aplicación de las diferentes formulaciones propuestas por los diferentes autores, así como los principales resultados del diseño de un sistema de captación en una zona semiárida.

La limitación principal para la aplicación de estas formulaciones en las regiones semiáridas, es la falta de información experimental en el caso de flujos con sedimentos.

ABSTRACT:

This paper presents an analysis of existing formulations for the design of Caucasian or Tyrolean water intake. The objective is increasing the hydraulic resources and reducing the effects of the floods caused by extreme rainfall in semi-arid regions. Experimental and prototype results are compared with the results obtained with different formulations proposed by different authors. The principal design results of an intake system in semi-arid region are presented.

The principal limitation for the application of these formulations in semi-arid regions is the absence of experimental information in the case of the flow with sediment. Further research will be conducted in order to overcome this gap.

PALABRAS CLAVES:

Captación, rejilla, zonas semiáridas, transporte de sedimentos.

INTRODUCCIÓN

El cambio climático está provocando lluvias cada vez más intensas y que en zonas potencialmente erosionables producen flujos torrenciales e hiperconcentrados, como es el caso de las regiones semiáridas de España (Castillo et al., 2009).

El estudio en estas regiones de los sistemas de captación tipo caucasio o tirolés, se justifica por tres motivos: los flujos torrenciales no pueden captarse con los sistemas habituales presa-embalse, para incrementar la disponibilidad de un recurso tan importante y escaso como el agua y reducir los efectos destructivos que llevan asociados los flujos torrenciales. La forma, longitud, espesor, espaciamiento, inclinación y las condiciones del flujo en la entrada de la reja constituyen los parámetros de diseño que inciden en la eficiencia del sistema de captación.

En general, el diseño de la toma bajo reja y el cálculo de la capacidad hidráulica se puede realizar combinando la expresión que relaciona el caudal de captación en función del caudal del río (Simmler, 1978), con la expresión que permite calcular la longitud de reja requerida en función del caudal de captación deseado (Bouvard, 1954; Nosedá, 1956; Frank, 1956; Mostkow, 1957; Krochin, 1978; Brunella, 2003; Riguetti, 2008).

El análisis teórico asume la hipótesis de que el flujo sobre la reja es unidimensional, espacialmente variado (caudal progresivamente decreciente) y con distribución hidrostática de presiones (Garot, 1939; Nosedá, 1956; Brunella, 2003). En el caso de barras longitudinales, la derivación de caudales se expresa como una función del valor de la energía de flujo local, mientras que en el caso de barras transversales o perforaciones circulares, dicha derivación se relaciona con la profundidad de flujo local (Mostkow, 1957). Respecto a la disipación de energía por unidad de peso de flujo y unidad de longitud, en algunos estudios se asume que es despreciable (Bouvard, 1953; Frank, 1956; Righetti et al., 2000; Brunella et al., 2003; Righetti y Lanzoni, 2008); sin embargo, en otros estudios se asume igual a la variación de la energía específica o, directamente, igual a la pendiente de la reja (De Marchi, 1947; Nosedá, 1956a; Dagan, 1963; Krochin, 1978).

El comportamiento hidráulico de la reja de fondo se ve influenciado por las formas de las barras (Orth et al., 1954), debiéndose además recalcar que los diversos coeficientes de descarga C_q , han sido obtenidos en ensayos de laboratorio y con agua clara. Es importante para mejorar la metodología de diseño y por tanto, la eficiencia de dichos sistemas, tener en cuenta el tipo de sedimentos, concentración y distribución granulométrica del material del río.

En función de la problemática citada y basándonos en los principales resultados de los diferentes estudios que se han realizando, se pretende llevar a cabo la generalización de los diferentes parámetros de diseño para sistemas de captación en zonas semiáridas. En este artículo se presentan el estado del arte y las propuestas de investigación que nos permitan mejorar el cálculo y diseño de estos sistemas.

COEFICIENTE DE POROSIDAD

El coeficiente de porosidad m representa el área neta de paso del flujo de captación (ver Figura 1), su dimensionamiento depende de las características físicas de los sedimentos existentes en la zona de estudio. Si se reduce el espaciamiento de las barras, gran cantidad de material se depositará entre las barras, reduciéndose así la capacidad de captación. Por otro lado, si el espaciamiento es igual al tamaño máximo de los sedimentos, se reducirán los taponamientos pero el desarenador-desripador, ubicado aguas abajo, tendrá que ser capaz de soportar la llegada de flujos con mayor concentración y mayor tamaño de sedimentos.

$$m = \frac{b_1}{b_1 + b_w} = \frac{b_1}{b_c} \quad [1]$$

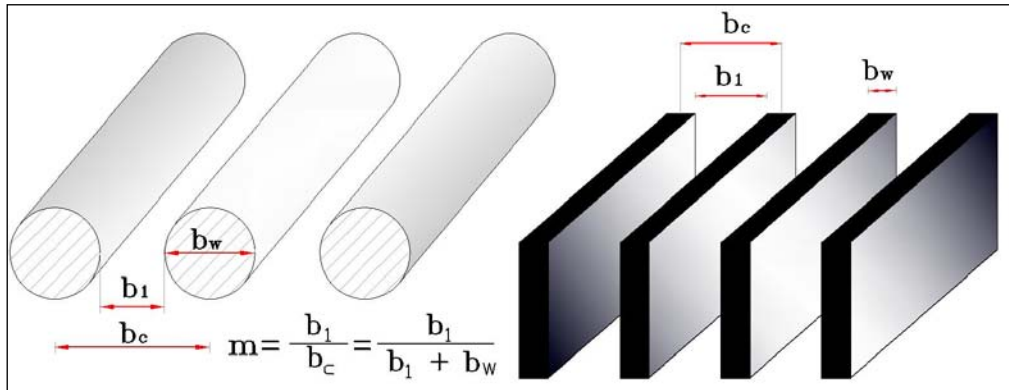


Figura 1.- Representación de una rejilla de espesor b_w , espaciamiento b_1 y coeficiente de porosidad m .

DESCARGA A TRAVÉS DE LA REJILLA

El caudal derivado por metro de ancho de reja, q_r ($m^3/s \cdot m$), se suele expresar en función de la variación del caudal que transita sobre la reja:

$$q_r = \frac{dq}{dx} \quad [2]$$

En la Tabla 1 se muestra un resumen de las principales formulaciones del caudal derivado q_r .

Tabla 1.- Resumen de las relaciones propuestas en la literatura para estimar el flujo de descarga a través de una reja longitudinal.

Autor	$q_r = dq / dx$	
Garot (1939)	$C_q m \sqrt{2gh}$	[3]
De Marchi (1947)	$C_q m \sqrt{2gH_0}$	[4]
Bouvard (1953)	$C_{q0} m \sqrt{2g \cdot h(x) \cos \alpha}$	[5]
Nosedá (1956a, b)	$C_q m \sqrt{2gh(x)}$	[6]
Frank (1956)	$C_{q0} m \sqrt{2g \cdot h(x) \cos \alpha}$	[7]
Mostkow (1957)	$C_q m \sqrt{2gH_0}$	[8]
Krochin (1978)	$C_q m \sqrt{2gH_0}$	[9]
Brunella (2003)	$C_{q0} m \sqrt{2g \cdot h(x) \cos \alpha}$	[10]
Righetti (2008)	$C_q m \sqrt{2gH_0}$	[11]

Siendo H_0 la altura de carga de agua del flujo de aproximación hacia la reja; m coeficiente de porosidad; h la altura local del flujo, C_q el coeficiente de descarga, C_{q0} es el coeficiente de descarga medido bajo condiciones estáticas y α el ángulo de inclinación de la reja con la horizontal.

INFLUENCIA DE LA FORMA E INCLINACIÓN DE LA REJA

Orth et al. (1954) realizan diferentes ensayos con el objeto de conocer el perfil de reja que sea capaz de resistir las caídas de bloques de piedras, captar la mayor cantidad de flujo posible en una

longitud mínima y evacuar de forma eficaz los sedimentos. Manteniendo todas las características del flujo aguas arriba y la relación constante de $m=0.311$, ensayaron los siguientes tipos de perfiles de reja:

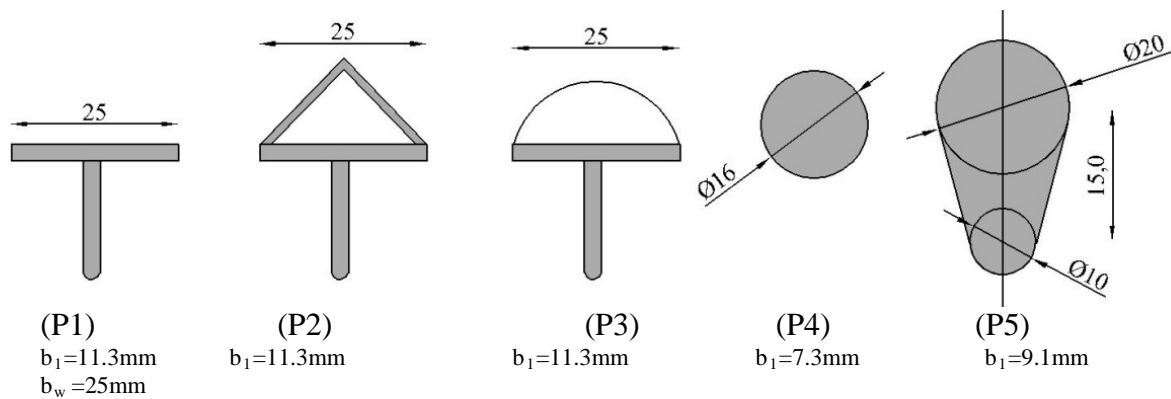


Figura 2.- Tipos de perfil de reja ensayados por Orth et al. (1954), b_1 espaciamiento entre barras y b_w ancho de barra en milímetros.

En la *Figura 3* se indica la variación del coeficiente de descarga C_q (representado mediante el rendimiento Q_r/Q_1), siendo Q_r el caudal que atraviesa la reja y Q_1 el caudal de entrada aguas arriba de la reja; además, se compara los diferentes rendimientos los perfiles, respecto al perfil de mayor rendimiento P_5 . Se observa que el perfil T (P_1) tiene el rendimiento menor.

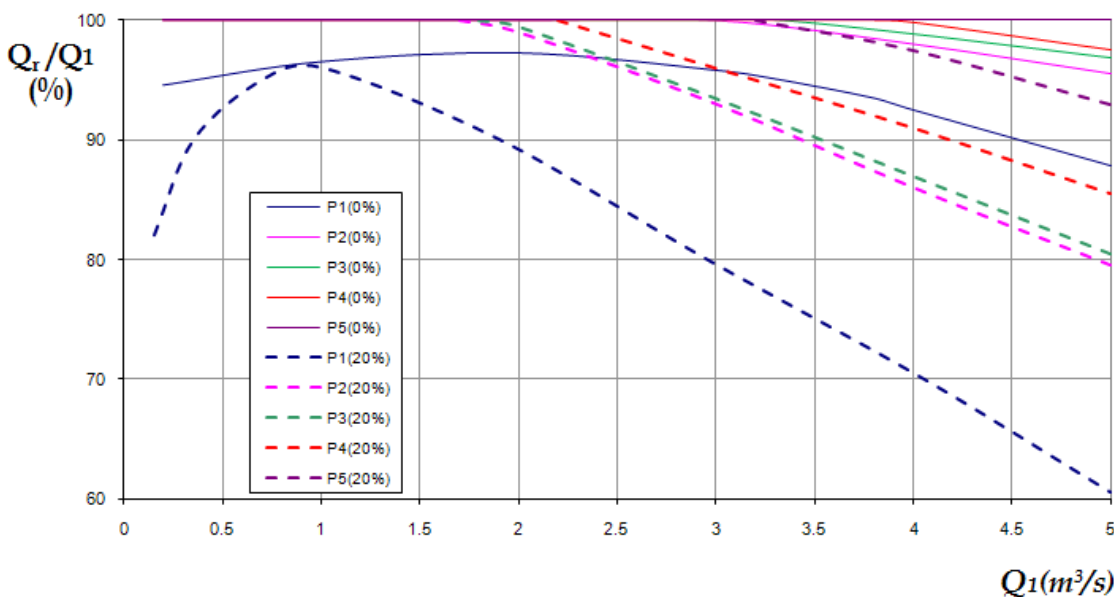


Figura 3.- Rendimiento Q_r/Q_1 de los diferentes perfiles de reja, para dos pendientes de inclinación de reja: 0% (línea continua) y 20 % (línea entrecortada), Orth et al. (1954).

También se puede observar la influencia de la pendiente de reja en su rendimiento, si se compara los resultados de los perfiles con inclinaciones del 0% y 20%. En el perfil T (P_1) la diferencia de rendimiento es del 27% (88%-61%), en el circular (P_4) es del 12% (97-85), mientras que para el perfil tipo semicircular-ovoide (P_5), la diferencia de rendimientos es sólo del 5%.

Se puede concluir que en el caso de los perfiles menos hidrodinámicos, la inclinación de reja influye significativamente en la eficiencia de captación, como es el caso del perfil T ; sin embargo, su influencia es pequeña cuando los perfiles de reja son más hidrodinámicos, como es el caso del perfil circular (P_4) y semicircular-ovoide (P_5).

Garot (1939) realizó un primer análisis del comportamiento hidráulico de las reja horizontales. Kuntzmann y Bouvard (1954) definieron una formulación general del movimiento del flujo (ecuación diferencial de sexto grado), así como una versión simplificada si se asume la hipótesis de que la influencia del ángulo de inclinación de la reja es despreciable. Nosedá (1956) generaliza dichas formulaciones para el caso de rejas horizontales tipo *T*.

Brunella et al. (2003) en un trabajo sobre rejas circulares proponen un perfil general del flujo, para pendientes de hasta el 50%. Krochin (1978) y Bouvard (1992) recomiendan que las pendientes de las rejas deban ser superiores al 30%, con el objeto de facilitar el paso de sedimentos.

Righetti y Lanzoni (2008) proponen formulaciones del flujo para una pendiente de reja horizontal, afirmando que el hecho de asumir el valor de $\cos(\alpha) \approx 1$, en el caso de rejas con pendientes inferiores al 30%, únicamente implica introducir un error absoluto inferior al 0.04 (ver Figura 4).

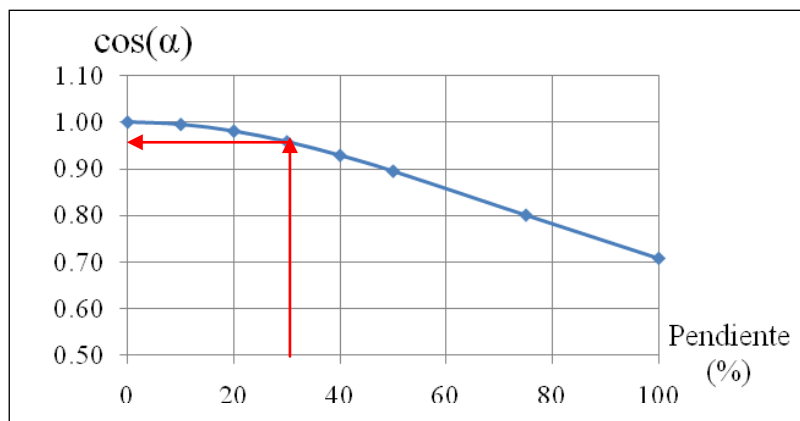


Figura 4.- Variación de coseno (α) en función de la pendiente.

DISTRIBUCIÓN DE VELOCIDAD

En los estudios realizados se representa con V al vector de velocidad media total en la sección del flujo. Aguas arriba y aguas abajo de la reja actúa solamente la componente de velocidad horizontal v_x (Ver Figura 5). A lo largo de las hendiduras entre rejas actúan las componentes de velocidad, horizontal v_x y vertical v_y .

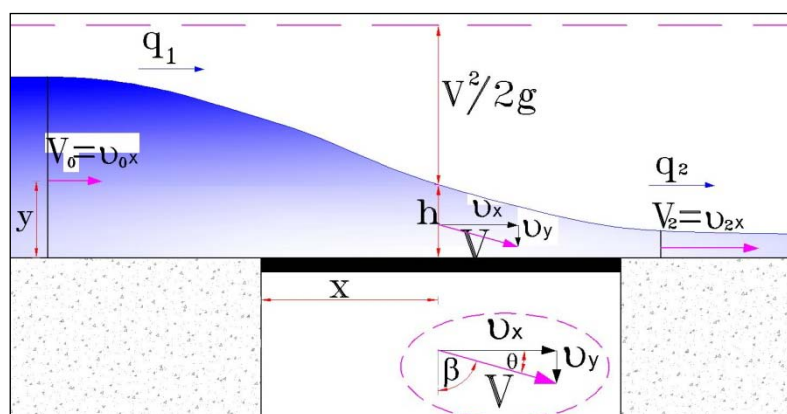


Figura 5.- Representación de la velocidad media del flujo a lo largo de la reja.

Krochin (1978) señala que la velocidad del flujo que atraviesa la reja es constante en magnitud en todos sus puntos. De aquí no se puede concluir que la distribución del caudal sea también uniforme a lo largo de la reja, puesto que el ángulo de los filetes líquidos con la vertical es variable. Luego y basado en los resultados experimentales obtenidos por *E.A. Zamarin* (considera la altura media del flujo sobre la reja) y , asumiendo que a la entrada de la reja se producen condiciones de flujo crítico ($h_0 = 2/3H_0$), demuestra que el ángulo medio de inclinación del vector velocidad es

aproximadamente $\beta=54^{\circ}46'$ ($\cos \beta=(1/3)^{0.5}=0.577$). Experimentalmente se han registrado valores entre 45° y 53° .

Righetti et al. (2000) mediante el uso de un anemómetro laser Doppler realiza las mediciones de las componentes de velocidad producidas en el espaciamiento entre barras circulares adyacentes, así como mediciones de la distribución de la velocidad a lo largo de una reja horizontal. Del análisis de los resultados experimentales, determinan que el coeficiente de descarga C_q coincide con $\text{sen}(\theta)$, siendo θ el ángulo de salida entre rejas del vector velocidad, con respecto a la horizontal. En la Figura 6 se puede observar que el caudal derivado por unidad de longitud disminuye a lo largo del eje x y el caudal total derivado ΔQ disminuye con Fr_0 (flujo de aproximación en régimen supercrítico). Analizando la inclinación del vector velocidad, éste aumenta progresivamente más cerca del fondo, tendiendo sin embargo a disminuir desde aguas arriba hacia aguas abajo.

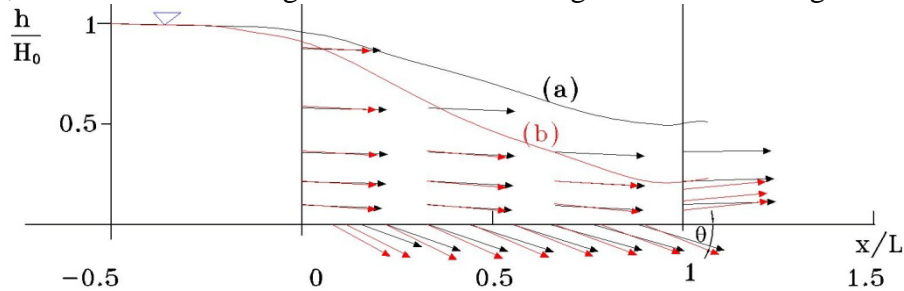


Figura 6.- Distribución del vector velocidad en un plano vertical en el eje del espaciamiento entre dos barras adyacentes, medidas con técnica LDA (a) $F_{r0}=2.05$, $H_0=8\text{cm}$; (b) $F_{r0}=1.20$, $H_0=8\text{cm}$ eje del (Righetti y Lanzoni, 2008).

DISTRIBUCIÓN DE PRESIONES SOBRE LA REJA

En los estudios realizados por Garot (1939), De Marchi (1947), Bouvard (1953), Nosedá (1956a, b), Frank (1956), Mostkow (1957), Dagan (1963), Brunella et al. (2003), Righetti y Lanzoni (2008), asumen una distribución hidrostática de presiones sobre la reja. Sin embargo Mostkow (1957) y Righetti et al.(2000) comprueban que no se cumple esta hipótesis.

En la *Figura 7* (Mostkow, 1957) se indica la variación de las distribuciones de presiones en siete secciones a lo largo de la reja (déficit y exceso de la presión con respecto a la presión hidrostática), tanto en la hendidura como sobre la reja.

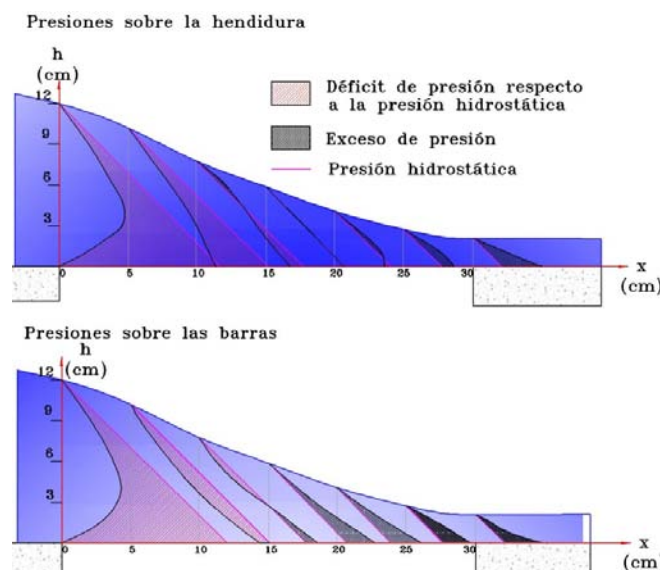


Figura 7.- Distribución de las presiones del flujo a lo largo de una reja rectangular $b_f=3\text{mm}$, $b_w=8\text{mm}$, $b_h=28\text{mm}$, $m=0.27$. (Experiencias de R. Khatchatrian, 1955 y citado por Mostkow, 1957).

CÁLCULO DE LA OBSTRUCCIÓN EN LA REJA

Mostkow (1957) y Krochin (1978) en sus análisis para considerar el efecto de obstrucción de los sedimentos en la reja, utilizan un coeficiente k que reduce el área total en área efectiva disponible:

$$k = (1 - f) \cdot m \quad [12]$$

Siendo f el porcentaje de la superficie de reja que se obstruye por la incrustación de arena y grava entre las rejillas, recomendando utilizar valores entre un 15 y 30%.

COEFICIENTE DE DESCARGA

El coeficiente de descarga es un parámetro que se determina de forma experimental, en algunos casos se concibe como constante (Garot, 1939; De Marchi, 1947; Bouvard, 1953; Mostkow, 1957; Brunella et al., 2003) y en otros casos, como una función variable (Noseda, 1956b; Righetti y Lanzoni, 2008). En la Tabla 2 se presenta un resumen de los valores de C_q propuestos por diferentes autores.

Tabla 2.- Tabla de resumen de los coeficientes de descarga en la literatura revisada y características físicas del modelo experimental.

Autor	Observaciones	Coeficiente de descarga
Garot (1939)	Utiliza el coeficiente de forma β de Kirschmer, determinado a partir de pérdidas de presión en rejillas casi verticales.	$C_q = \sqrt{\frac{1}{\left(\frac{b_1}{b_1 + b_w}\right)^2 \beta \left(\frac{b_w}{b_1}\right)^{4/3}}}$; $0.76 < \beta < 2.42$ [13]
Noseda (1956b)	No considera la inclinación de la reja. Barras tipo T.	Subcrítico: $C_q = 0.66m^{-0.16} \left(\frac{h}{x}\right)^{-0.13}$ [14]
		Supercrítico: $C_q = 0.78 \left(\frac{h}{x}\right)^{-0.13}$ [15] $0.735 < C_{q0} < 0.715$
Mostkow (1957)	Barras rectangulares	Rejilla Horizontal: $0.497 < C_q < 0.609$ Rejilla inclinada 20%: $0.435 < C_q < 0.519$
Frank (1959)	Usa datos de Noseda, determina nuevo C_{qm} ; Barras tipo T	$C_{qm} = 1.22 C_q$ [16]
Dagan (1963)	Validado con datos de Noseda. Barras tipo T	$\varphi = C_q m \cos \alpha \frac{x}{E_0}$; $C_q = cte$ [17]
Krochin (1978)	Barras rectangulares	$C_q = C_0 - 0.325 \cdot \tan \alpha$ [18] $C_0 = 0.6$ para $m \geq 4$ $C_0 = 0.5$ para $m < 4$.
Ven Te Chow	Parámetros encontrados en Mostkow (1957)	Reja horizontal: $C_q = 0.497$ Reja inclinada 20%: $C_q = 0.435$
Righetti et al. (2000)	Barras semi-circulares y semi-rectangulares	$C_q = \sin(\theta(x))$ [19] $0.5 < C_q < 0.7$
Brunella et al. (2003)	Descarga medidas con medidor inductivo (IDM). Barras circulares	$C_{q0} = constante$ $m = 0.35 \rightarrow C_{q0} = 1.10$ $m = 0.664 \rightarrow C_{q0} = 0.87$
Righetti y Lanzoni. (2008)	No considera la influencia de la inclinación de la reja. Barras semi-circulares y semi-rectangulares, a , b_0 y b_1 son coeficientes de la reja obtenidos experimentalmente. Numero de Froude: F_{r0}	$C_q = C_{q0} \left(a \frac{x}{H_0} F_{H_0} + 1 \right) \tanh \left[b_0 \left(\sqrt{2} - F_{H_0} \right)^{b_1} \right]$ [20] $F_{H_0} = \frac{U_0}{\sqrt{gH_0}} = \frac{F_{r0}}{\sqrt{1 + F_{r0}^2 / 2}}$ [21]

ENERGÍA, PERFIL DE FLUJO Y LONGITUD DE REJA

El movimiento del agua en las rejillas de fondo se caracteriza como un *flujo espacialmente variado*, con descarga q decreciente en función de la coordenada x . Basada en estas observaciones, la ecuación de Bernoulli puede escribirse de la siguiente forma:

$$E = z + h + \frac{v^2}{2g} \quad [22]$$

Para realizar el análisis del perfil del flujo, existen dos hipótesis de cálculo:

- La energía del flujo por unidad de peso es siempre constante (Garot, 1939; Bouvard, 1953; Frank, 1956; Brunella et al., 2003; Righetti y Lanzoni, 2008).

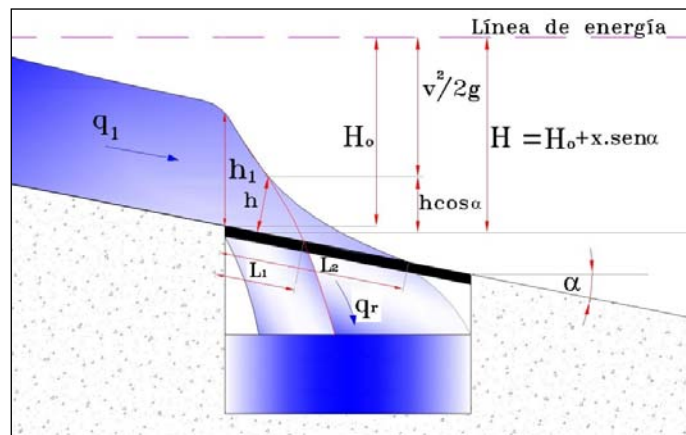


Figura 8.- Hidrúlica del perfil del flujo, línea de energía horizontal.

- La línea de energía es igual a la pendiente de fondo (De Marchi, 1947; Noseda, 1956a; Dagan, 1963; Krochin, 1978):

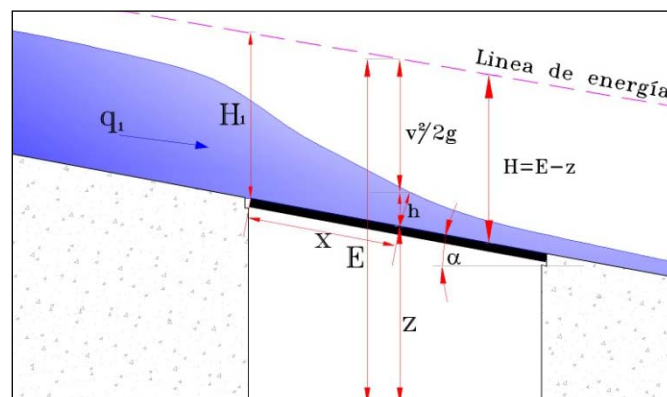


Figura 9.- Hidrúlica del perfil del flujo, línea de energía paralela a la rejilla.

A continuación en la Tabla 3 se presenta un resumen de las formulaciones de diferentes autores del cálculo de longitud de rejilla, con calados de flujo a la entrada de rejilla h_1 y calados al final de rejilla h_2 ; así como para el caso particular de captación total del caudal de entrada (*), es decir cuando el calado del flujo a la entrada es crítico ($h_1=2/3H_0$) y, el calado al final de la rejilla es $h_2=0$.

Tabla 3.- Resumen de formulaciones presentadas de la distribución del perfil del flujo y de la longitud de la reja cuyos calados al inicio y al final de la reja son h_1 y h_2 , respectivamente.

Autor	Longitud de reja	
Mostkow (1935)	$L = \frac{q_r}{C_{q0} m \sqrt{2g \frac{h_1 + h_2}{2}}}$	[23]
Chaguinov (1937)	$L = \frac{q_r}{\frac{2}{3} C_{q0} \sqrt{2g} \cdot m \frac{h_1^{3/2} - h_2^{3/2}}{h_1 - h_2}}$	[24]
Garot (1939)	$L = \frac{H}{C_{q0} m} \left[\Phi \left(\frac{h_1}{H} \right) - \Phi \left(\frac{h_2}{H} \right) \right]; \Phi = f \left(\frac{h}{H} \right)$	[25]
Nosedá (1956a, b)	$L = \frac{H}{C_q m} [\Phi(y_2) - \Phi(y_1)]; \Phi = f(y); y = h/H$	[26]
	$L = 1.1848 \frac{H_0}{C_{q0} m}$	*[27]
Frank (1956)	$L = 2.561 \frac{q_1}{\lambda \sqrt{h_1}}; \lambda = m C_{q0} \sqrt{2g \cos \alpha}$	*[28]
Mostkow (1957)	$L = \frac{q_1}{m C_{q0} \sqrt{2g H_0}}$	*[29]
Dagan (1963)	$L = \Psi \frac{E_0}{C_q m \cos \alpha}$	[30]
Krochin (1973)	$L = \left[\frac{0.313 q_1}{(C_q k)^{3/2}} \right]^{2/3}$	*[31]
Drobir et al. (1999)	L_1, L_2, L_{TIWAG}	
Brunella et al. (2003)	$L = \frac{H_0}{C_q m}$	*[32]
Righetti y Lanzoni (2008)	$\frac{L}{H_0} = \frac{1}{2c_1} (-1 + \sqrt{1 - 4c_0 c_1}) \quad c_0 = -\frac{F_{H_0} \left(1 - \frac{F_{H_0}^2}{2} \right)}{\sqrt{2} C_{q0} m \left\{ \tanh \left[b_0 \left(\sqrt{2} - F_{H_0} \right) \right] \right\}^{b_1}} \quad c_1 = \frac{a}{2} F_{H_0}$	[33] [34] [35]

En la Figura 10 se muestran las curvas de las longitudes de reja calculadas con cada una de las formulaciones indicadas en la Tabla 3. En esta gráfica se incluyen también los datos experimentales obtenidos por Drobir et al. (1999), correspondientes a las mediciones de longitudes del flujo en un modelo reducido (flujo entre reja L_1 y flujo sobre reja L_2) y, las longitudes medidas en prototipo $L_{TIWAG \text{ PROTOTIPO}}$, correspondientes a una captación tirolesa de la central hidroeléctrica Sellrain-Silz.

En general, las diferencias entre las curvas de cálculo de longitud de reja y los valores medidos por Drobir (1999), se explican por las diferentes condiciones establecidas en la obtención de las formulaciones, tanto en la forma de los perfiles, la definición de los coeficiente de descarga C_q , así como las diferentes condiciones de contorno del flujo aguas arriba de la reja.

Analizando los datos de prototipo obtenidos por Drobir, se puede observar que se encuentran dentro de los resultados obtenidos por la aplicación de las diferentes formulaciones, constituyendo un límite superior los resultados obtenidos con Nosedá (1956), en el caso de una aproximación del flujo a la reja en régimen supercrítico.

Sin embargo, para caudales específicos inferiores a $0.5 \text{ m}^2/\text{s}$, los datos de la longitud de flujo sobre reja L_2 obtenidos en el modelo reducido, son superiores a los obtenidos en prototipo, ajustándose mejor con la formulación de Krochin (1978), en el caso de obstrucción de reja entre un 15 y el 30%. Las longitudes de flujo entre reja medidos en modelo L_1 , constituyen una referencia inferior con respecto a los datos medidos en prototipo y se encuentran próximos a las longitudes de reja calculados con las formulaciones de Righetti y Lanzoni (2008), Nosedá (1956), en el caso de aproximación de flujo en régimen subcrítico y Mostkow (1957).

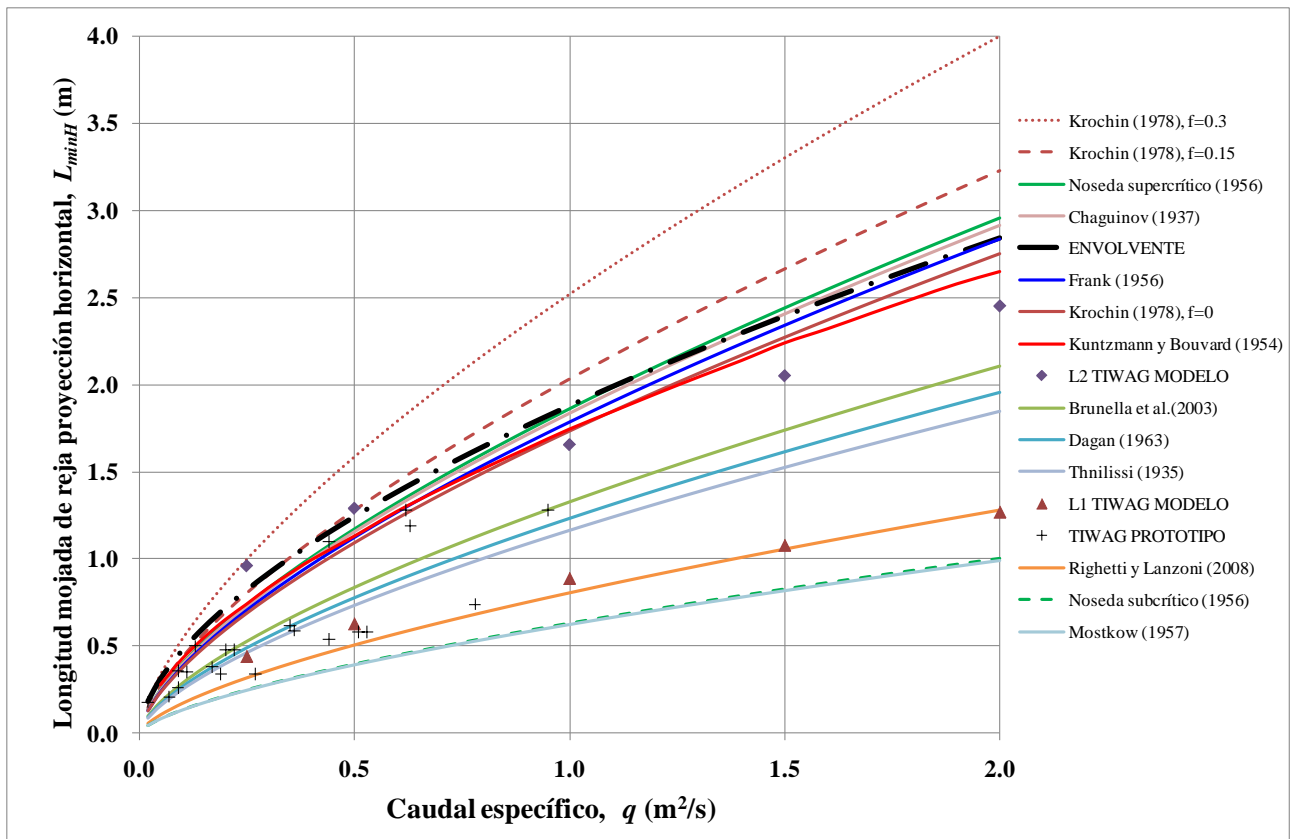


Figura 10.- Longitudes medidas en modelos reducido, flujo entre reja L_1 , flujo sobre reja L_2 y en prototipo LPROTOTIPO TIWAG, realizado por Drobir et al. (1999) en el caso de una reja circular ($m = 0.6$), así como las longitudes de reja calculadas con diferentes formulaciones en función del caudal específico de captación.

Los resultados obtenidos con las formulaciones de Chaguinov (1937), Frank (1956), Krochin, 1978 ($f = 0\%$), Kuntzmann y Bouvard (1954), son muy similares y se agrupan en una banda estrecha y, se pueden considerar como límite superior para la longitud de diseño de rejas en el caso de flujos con muy baja concentración de sedimentos. Finalmente, los resultados obtenidos con las formulaciones de Brunella et al. (2003), Dagan (1963) y Thnilissi (1935), se encuentran en una zona intermedia entre las longitudes medidas por Drobir et al. (1999) en modelo y prototipo.

OBRAS DE APROXIMACIÓN A LA REJA

La longitud de reja necesaria para captar un caudal cuya aproximación aguas arriba se realiza en régimen subcrítico, es menor que en el caso de aproximación en régimen supercrítico. Así, en el caso de ríos de fuerte pendiente, es recomendable la reducción de la velocidad aguas arriba de la estructura y conseguir la configuración de flujo adecuada. Este efecto se puede conseguir con la construcción de un azud, con lo cual se consigue fijar las condiciones de flujo crítico en las proximidades de la estructura (Krochin, 1978, Ract-Madoux et al., 1955). De esta forma se garantiza que se cumplan las hipótesis de cálculo: $h_1 = h_c$ en la entrada de la reja y $h_2 = 0$ al final de la misma, captando así el caudal de diseño correspondiente a la longitud de cálculo de la reja.

Si no es posible construir el azud, entonces se deben realizar trabajos de mejoramiento en el cauce aguas arriba de la toma y conseguir disminuir la velocidad del flujo de aproximación a la reja (Simmler, 1978).

CAPTACIONES DE FONDO EN ZONAS SEMIÁRIDAS

Castillo et al. (2000), con el fin de realizar el diseño de captaciones de fondo en el barranco de Las Angustias, Isla de la Palma (Isla Canaria), remarcan la importancia de la caracterización hidrológica e hidráulica y la cuantificación de la capacidad de transporte de sedimentos. También se indica la

importancia del rango de validez de las distintas formulaciones y las limitaciones para su aplicación en cauces con grandes diámetros característicos y fuerte pendiente (Castillo, 2004 y 2007).

En la figura 11 se presenta un perfil longitudinal y transversal del sistema de captación propuesto. El caudal de diseño del sistema es de $Q=13 \text{ m}^3/\text{s}$ ($3 \text{ m}^3/\text{s}$ para limpieza automática) y consiste de una antecámara, la cámara de captación propiamente dicha y un sistema de doble reja. La reja superior permite el desbaste de los arrastres más gruesos (perfiles de 12 m de largo, sección rectangular de $300 \times 300 \text{ cm}^2$, espaciamiento de 50 cm y con medios troncos de árboles adosados en su parte superior para amortiguar los impactos de los arrastres), la rejilla inferior desbasta el material de granulometría media (perfiles de 7 m largo y sección hidrodinámica en forma de cuerpo de pez de $150 \times 100 \text{ cm}^2$, espaciamiento de 15 cm).

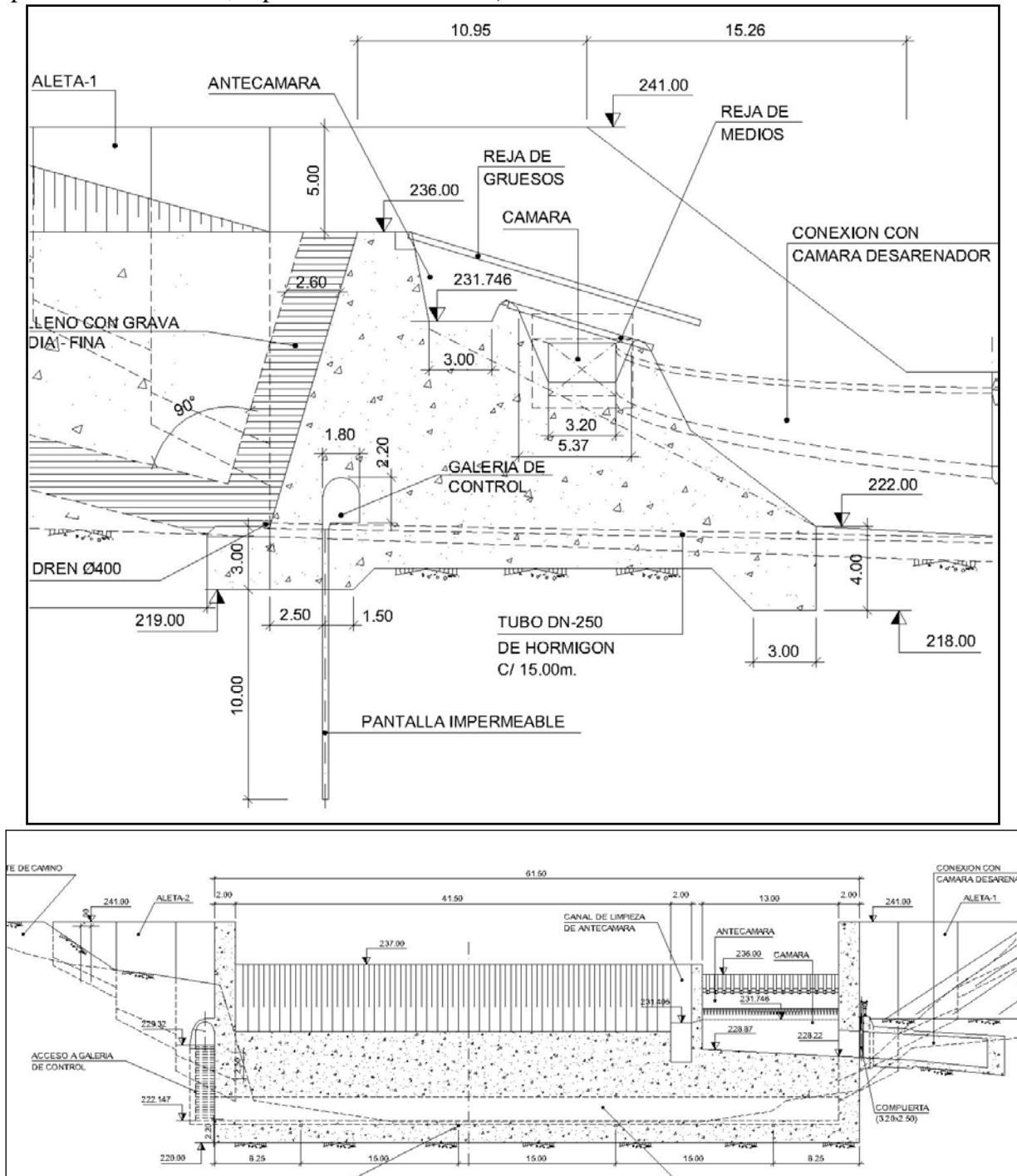


Figura 11.- Perfil longitudinal y corte transversal del sistema de captación en el Barranco de Las Angustias (Castillo et al., 2009).

El canal lateral de la toma se prediseñó con el método simplificado propuesto por la TIWAG (Drobir, 1981) y se comprobó y ajustó con la aplicación de la teoría del flujo permanente espacialmente variado (FEV), concretamente con el método de Hinds modificado (Castillo, 1996) y, cuyos principales resultados se pueden ver en la Figura 13.

Al ser el flujo espacialmente variado, es aconsejable determinar los coeficientes de distribución de velocidades de Coriolis α (en la Ecuación de la Energía) y el coeficiente de Boussinesq β (en la Ecuación del Momentum). La mejor forma de obtener estos coeficientes es con la construcción de un modelo físico reducido. Sin embargo, si se asume una distribución logarítmica de velocidades de Prandtl (Von Kármán, 1930), dichos coeficientes se pueden estimar con las siguientes expresiones:

$$\alpha = 1 + 3\varepsilon^2 - 2\varepsilon^3 \quad [36]$$

$$\beta = 1 + \varepsilon^2 \quad [37]$$

$$\varepsilon = (U_{\max}/U) - 1 \quad [38]$$

En donde U_{\max} y U son las velocidades máxima y media en una sección del flujo, respectivamente. El valor (U_{\max}/U) depende fundamentalmente del tipo de material de conducción y de las condiciones de flujo. En este caso particular, el canal lateral y conducción posterior son de hormigón y parece razonable asumir que la velocidad máxima del perfil de velocidades para agua clara sea superior en un 20% a la velocidad media ($U_{\max}/U = 1.20$) y, en el caso de la mezcla de agua con gravas gruesas, se podría asumir un valor del 40% ($U_{\max}/U = 1.40$). Estas relaciones son similares a las que se recoge en los trabajos de Kolupaila (1956) y Rehbock (1922). Los valores estimados en las condiciones indicadas son $\alpha = 1.352$ y $\beta = 1.16$.

El método de Hinds se basa en la integración del perfil de la lámina de agua desde una sección de control establecida. Esta sección se encuentra al final del canal lateral de la toma y al comenzar el canal de conexión con el desarenador, alcanzando las condiciones críticas de flujo (para un caudal específico q) con un calado $y_c = \sqrt[3]{\alpha q^2/g}$. Se garantiza la formación de la sección de control al provocar un estrechamiento de la sección de trapecial a rectangular (3.20 m a 2.50 m) y por el cambio de pendiente de la solera del 5% al 10%.

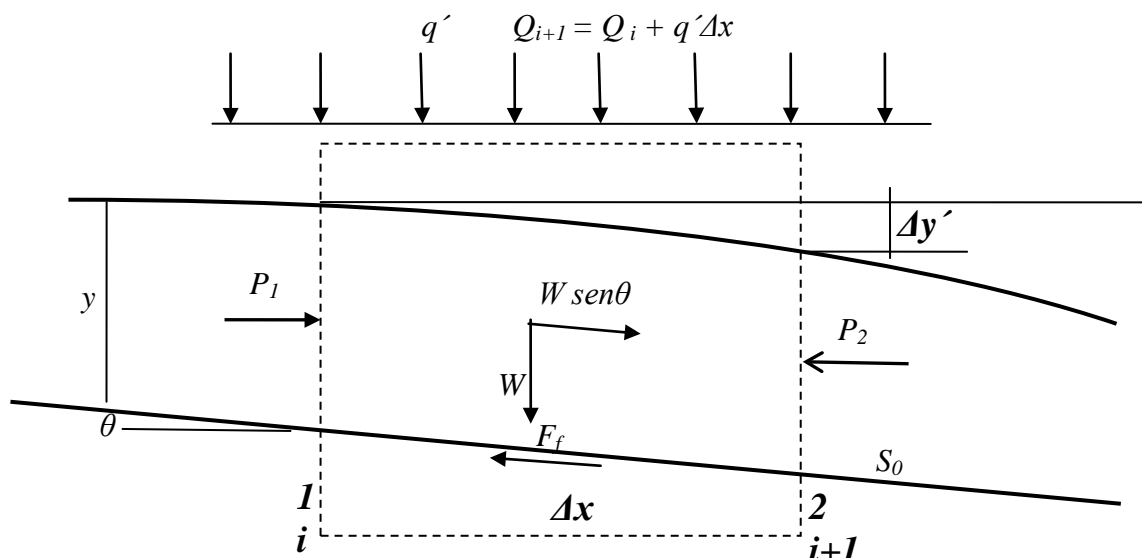


Figura 12.- Volumen de control y principales variables para la aplicación del Momentum en FEV.

La expresión de cálculo resulta de la aplicación de la ecuación del Momentum a un volumen de control de flujo de dimensión Δx (Figura 12), pero considerando el coeficiente β e incorporando las pérdidas de energía por fricción F_f . Para el cálculo se estableció un coeficiente de rugosidad de Manning para flujo con sedimentos y fondo fijo de $n = 0.020$ (Castillo et al. 2000). Entonces:

$$M_2 - M_1 = P_1 - P_2 + W \sin \theta - F_f \quad [39]$$

Siendo M_1 , M_2 y P_1 , P_2 , el flujo de Momentum y las fuerzas de presión en las secciones 1 y 2, respectivamente. θ y $W \sin \theta$, el ángulo de la solera con la horizontal y la componente del peso del volumen de control en la dirección x . En nuestro caso el caudal es creciente en la dirección del flujo, así que la expresión resultante para calcular el desnivel de la superficie de agua $\Delta y'$, entre las secciones 1 y 2 es:

$$\Delta y' = \frac{\beta Q_1 (U_1 + U_2)}{g(Q_1 + Q_2)} \left(\Delta U + \frac{U_2}{Q_1} \Delta Q \right) + S_f \Delta x \quad [40]$$

En donde Q_1 , Q_2 y U_1 , U_2 , son los caudales y las velocidades medias en las secciones 1 y 2, respectivamente. ΔU y ΔQ son el incremento de velocidad y de caudal que se produce entre las secciones de cálculo 1 y 2.

Designando de forma genérica como i e $(i+1)$ las dos secciones de cálculo, la expresión [40] se puede escribir en un esquema en diferencias como:

$$\Delta y' = \frac{\beta_i Q_i (U_i + U_{i+1})}{g(Q_i + Q_{i+1})} \left((U_{i+1} - U_i) + \frac{U_{i+1}}{Q_i} (Q_{i+1} - Q_i) \right) + \frac{1}{2} (S_{fi} + S_{fi+1}) \Delta x \quad [41]$$

siendo $Q_{i+1} = Q_i + q' \Delta x$, el valor q' es el caudal por unidad de longitud que ingresa al canal lateral.

La expresión [41] se puede resolver de forma iterativa, iniciando el cálculo desde la sección de control hacia aguas arriba (Castillo, 1996). También se puede resolver de forma explícita la expresión [40], por medio de algún algoritmo de solución numérica como el método de Runge-Kutta o Kutta-Merson (Subramanya, 1999).

Los resultados de cálculo del flujo espacialmente variado se indican en la Figura 13.

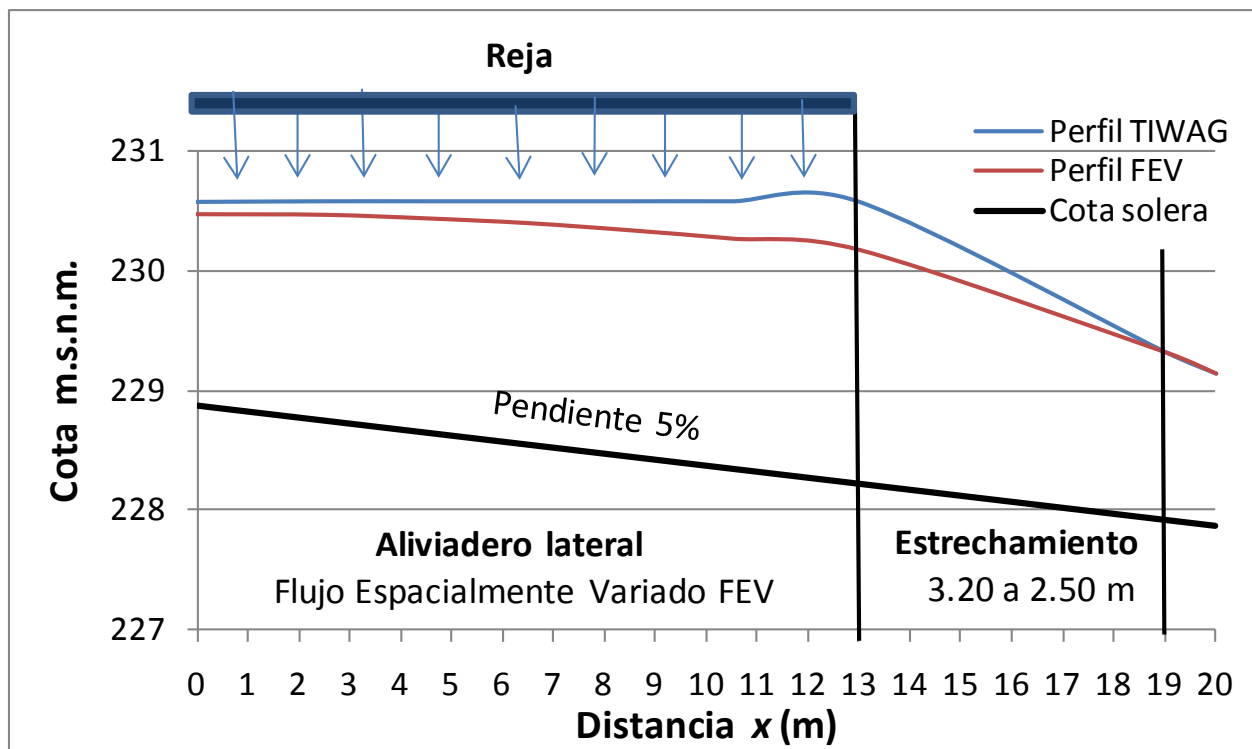


Figura 13.- Perfiles de flujo calculados con el método simplificado de la TIWAG y de Hinds modificado FEV (flujo espacialmente variado) para un caudal de $13 \text{ m}^3/\text{s}$. Barranco de Las Angustias (Isla de La Palma).

La Figura 14 muestra la relación entre el caudal captado por el sistema y el caudal que transita por el barranco. Puesto que el nivel superior de la reja de gruesos se encuentra 1 m por debajo del nivel del cauce, se espera que los primeros 40 m³/s sean derivados totalmente. Una vez que el calado en el río supere ese límite, parte será captado y parte discurrirá por el cauce hacia aguas abajo.

El caudal máximo que puede ser captado por el sistema viene acotado por las condiciones de flujo en presión y por los dispositivos de control y seguridad dispuestos en la conducción y en la balsa de almacenamiento (sistemas de compuertas y aliviadero de desagüe), habiéndose establecido un valor máximo de 86 m³/s.

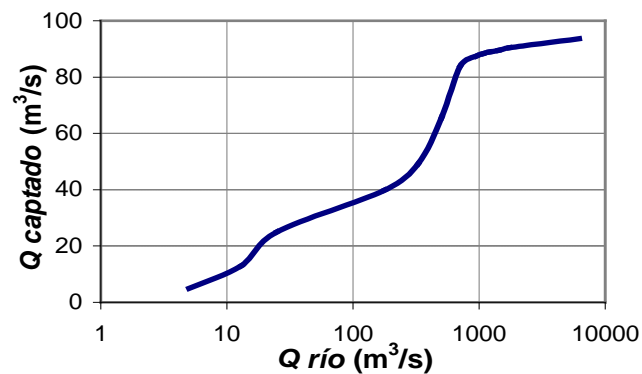


Figura 14.- Relación entre el caudal captado por el sistema de toma y el caudal que transita por el Barranco de Las Angustias (Isla de La Palma).

CONCLUSIONES

Las captaciones de fondo permiten derivar caudales en zonas abruptas y con fuerte arrastre de sedimentos, así como también disminuir los efectos de de las avenidas. En este trabajo se revisan las principales formulaciones existentes para el dimensionamiento de la reja, así como la aplicación en el diseño del sistema de captación en una zona semiárida.

Todas las metodologías han sido obtenidas para el caso de agua clara, siendo necesario en estas circunstancias, aplicar diferentes coeficientes de seguridad.

Finalmente, se requiere profundizar en los temas de transporte de sedimentos y en la caracterización del flujo dentro del sistema de captación, a través de modelos físicos y numéricos.

AGRADECIMIENTOS

La investigación forma parte del proyecto PEPLAN: "Modelación Hidrológica en Zonas Semiáridas. Subproyecto 3: Modelación de Captaciones en Cauces Efímeros" (Decreto 420/2008). Los autores agradecen por el financiamiento recibido a la Consejería de Universidades, Empresa e Investigación de la Comunidad Autónoma de la Región de Murcia.

REFERENCIAS

- Bouvard, M. (1953).** "Debit d'une grille par en dessous". *La Houille Blanche*.
- Bouvard, M., Kuntzmann, J. (1954)** "Étude théorique des grilles de prises d'eau du type "En dessous"". *La Houille Blanche*.
- Bouvard, M. (1992).** *Mobile Barrages and Intakes on Sediment Transporting Rivers*. IAHR Monograph. Series by A. A. Balkema, PO Box 1675, 3000 BR Rotterdam, The Netherlands.

- Brunella, S., Hager, W. y Minor, H. (2003).** "Hydraulics of Bottom Rack Intake", *Journal of Hydraulic Engineering*/ January, USA: 4- 9.
- Castillo, L., Santos, F., Ojeda, J., Calderón, P., Medina, J.M. (2000).** "Estimación de los coeficientes de resistencia, transporte de sedimentos y caudal dominante en el diseño de un encauzamiento con flujo hiperconcentrado". *V Jornadas sobre encauzamientos fluviales, CEDEX*, Madrid, España.
- Castillo, L.; Sanz, M.; Cabrera, M. (1996).** "Disponibilidad de datos y restricciones impuestas en el diseño de infraestructuras de desagüe asociadas a presas existentes". *V Jornadas Españolas de Presas*. Valencia.
- Castillo, L. (2004).** "Estimation of sediment transport and dominant flow in a hyperconcentrated flow". *The 6th International Conference (ICHE)*, Brisbane, Australia.
- Castillo, L. (2007).** "Discussion about Prediction of bed material discharge". *Journal of Hydraulic Research*, Vol.45, No.2, pp. 425-428.
- Castillo L., Marín M.D. y Lima P. (2009).** "Sistemas de captación en cauces efímeros", *I Jornadas de Ingeniería del Agua JIA*, Madrid. España.
- Chow, V. T. (1959).** *Open Channels Hydraulic*. Mc-Graw Hill: 317- 332.
- Dagan G., (1963).** "Notes sur le calcul hydraulique des grilles par-dessous". *Houille Blanche*,1, 59-65.
- De Marchi, G. (1947).** "Profili longitudinali della superficie libera delle correnti permanenti lineari con portata progressivamente crescente o progressivamente decrescente entro canali di sezione costante". *Ricerca scientifica e ricostruzione*.
- Drobir, H. (1981).** "Entwurf von Wasserfassungen im Hochgebirge". *Österreichische Wasserwirtschaft, Heft 11/12*. Traducción: Castro Delgado M. (1982). Diseño de captaciones en ríos de montaña. POLITECNICA, Vol. VII. N° 1. Escuela Politécnica Nacional. Quito-Ecuador.
- Drobir H., Kienberger, V. and Krouzicky, N. (1999).** "The wetted rack length of the Tyrolean weir". *IAHR-28th Congress*, Graz, Austria.
- Frank, J. (1959).** "Fortschritte in der hydraulik des Sohlenrechens". *Der Bauingenieur*, 34, 12-18.
- Frank, J., Von Obering., Erlangen. (1956).** "Hydraulische Untersuchungen für das Tiroler Wehr". *Der Bauingenieur*, 31, Helf 3. Pp 96-101
- Garot, F. (1939).** "De Watervang met liggend rooster". *De Ingenieur in Nederlandsch Indie*.
- Hager, W., (2009).** "Discussion of Experimental Study of the Flow Field over Bottom Intake Racks Righetti and Lanzoni,S". *Journal of Hydraulic Engineering*, January 2008. Vol. 134, No. 1, pp. 15-22. JHE, ASCE/October 2009/ pp. 865-868.
- Kolupaila, S. (1956).** "Methods of determination of the kinetic energy factor". *The Port Engineer*, Vol. 5, n°1, Calcuta, India. pp. 12-18.
- Krochin, S. (1978).** *Diseño Hidráulico*. Segunda Edición. Colección Escuela Politécnica Nacional. Quito. Ecuador.
- Mostkow, M. (1957).** "Sur le calcul des grilles de prise d'eau". *La Houille Blanche*, vol. 4, pp. 569-576.
- Noseda, G. (1956a),** "Correnti permanenti con portata progressivamente decrescente, defluenti su griglie di fondo". *L'Energia Elettrica*, pp. 41-51.
- Noseda, G. (1956b),** "Correnti permanenti con portata progressivamente decrescente, defluenti su griglie di fondo". *L'Energia Elettrica*, pp. 565-584.
- Orth, J., Chardonnet, E., and Meynardi, G. (1954).** "Étude de grilles pour prises d'eau du type 'en-dessous'". *La Houille Blanche*, 3, 343-351.
- Rehbock, Th. (1922).** "Die Bestimmung der Lage Energielinie bei fliessenden Gewässern mit Hilfe des Geschwindigkeitshöhen-Ausgleichwertes" (Determination of the position of the energy line in flowing water with the aid of velocity-head adjustment). *Der Bauingenieur*, Vol. 3, n° 15, Berlín, Agosto 15, pp. 453-455.
- Righetti, M., Rigon, R., and Lanzoni, S. (2000).** "Indagine sperimentale del deflusso attraverso una griglia di fondo a barre longitudinali". *Proc., XXVII Convegno di Idraulica e Costruzioni Idrauliche*, Vol. 3, Genova, Italy, 112-119 _in Italian_.
- Righetti, M., Lanzoni, S. (2008).** "Experimental Study of the Flow Field over Bottom Intake Racks", *Journal of Hydraulic Engineering* © ASCE/ January 2008/pp. 15-22.
- Simmler, H. (1978).** *Konstruktiver wasserbau*. Technische Universität Graz.
- Subramanya, K. (1989).** *Flow in Open Channels*. Tata McGraw-Hill. New Delhi.
- Von Kármán, T. (1930).** "Mechanische Ähnlichkeit und Turbulenz". *Proceedings of the 3d International Congress of Applied Mechanics*. Vol. 1, Stockholm, pp. 85-92.