

EROSIONES EN UNA CURVA DE MEANDRO EN EL RÍO COLASTINÉ, PROVINCIA DE SANTA FE

Montagnini, María Daniela ⁽¹⁾; Amsler, Mario Luis ^{(1), (2)}

⁽¹⁾ Facultad de Ingeniería y Ciencias Hídricas, Universidad Nacional del Litoral (UNL)

⁽²⁾ Instituto Nacional de Limnología, UNL-Consejo Nacional de Investigaciones Científicas y Técnicas (CONICET)
C.C. 217 - (3000) Santa Fe – Argentina.

Tel. (54) (342) 4575 233/ 44/ 46 - Internos 152 -153. FAX (54) (342) 4575 224

E-mail: danielamontagnini@yahoo.com.ar, mamsler@fich1.unl.edu.ar

RESUMEN

El río Colastiné, brazo secundario del río Paraná en su tramo medio, suministra agua cruda para el acueducto que surte a la ciudad de Santa Fe. La toma está construida sobre la margen cóncava de uno de sus meandros, en coincidencia con el terraplén Garello de defensa contra las inundaciones habituales de este sistema. La dinámica propia del río produce importantes efectos erosivos en la margen donde se localizan ambas obras, situación registrada mediante numerosos relevamientos de control en los últimos años y que ha llevado a proyectar una protección de margen que garantice la estabilidad del tramo. En este trabajo se ofrecen comparaciones del comportamiento de dos métodos para predecir las distribuciones de caudal, contrastados con dos aforos realizados en 1993 y 2007. Uno de ellos es clásico en ingeniería y está basado en la expresión de Manning. El otro, debido a Odgaard (1984), fue específicamente diseñado para predecir distribuciones de caudales en curvas. Se presentan conclusiones de ello y de las erosiones resultantes calculadas con la expresión de Lischtvan-Lebediev y de Laursen para las situaciones medidas y de diseño.

ABSTRACT

The Colastiné River, secondary anabranch of the Paraná River at his middle reach, provides water for the supply of Santa Fe City. The intake is built over the concave bank of one of this meanders; in the same place is located the dike named Garello which preserve the floodplain of the effect of the common flumes of this system. The proper fluvial dynamics produces important erosive effects at this point. This situation has been frequently measured for control during the last decade, and consequently a bend protection has been projected to guarantee the stability of the outer bank. In this paper, comparisons of two methods for prediction of transverse water discharges are presented. The both of them are compared with gauges made in 1993 and 2007. One of this, based on the Manning expression, is classic in engineering uses. The other one, developed by Odgaard (1984) was designed to predict distributions of transverse water discharge in bends. The conclusions of that comparison and the values of erosion calculated with the expression of Lischtvan-Lebediev, are presented in this work, for the measured as well as the design conditions.

INTRODUCCIÓN

El río Colastiné es un brazo secundario del tramo medio del río Paraná; tiene su embocadura en la margen derecha del curso principal a la altura del paraje El Cerrito de la costa de la provincia de Entre Ríos (km 635 de la ruta de navegación fluvio-marítima). Con una longitud aproximada de 50 km, presenta una configuración morfológica en planta predominantemente meandriforme, y dirección general de escurrimiento NE-SO, con mayores distanciamientos hacia el sur respecto del cauce principal del Paraná. Finalmente desemboca en el tramo exterior del Canal de Acceso al Puerto de Santa Fe, en el km 584 de la vía troncal de navegación, y a través de éste sus aguas vuelcan nuevamente al Paraná (Figura 1).

Sobre la margen derecha de uno de los meandros del Colastiné se localiza la captación de agua cruda para consumo en la localidad de Santa Fe. La ubicación de las instalaciones de toma se mantiene desde la década de 1940, aún cuando especialistas de la época (Calusio y Meoli, 1941; Demichelis y Gioioso, 1945) anticiparan posibles complicaciones para la aducción vinculadas con el comportamiento hidráulico y sedimentológico del río. Esos

antecedentes se constituyeron en las primeras advertencias sobre la fuerte dinámica fluvial en el sector, hasta que la crecida extraordinaria del Paraná en 1983 provocó el corte del acueducto Colastiné-Santa Fe (entre otros graves daños estructurales y fuertes modificaciones en el sistema). En 1993 se confeccionó el anteproyecto para su reconstrucción, ejecutado a la fecha sin cambios en la localización de la toma de agua (INCyTH-FICH, 1993).

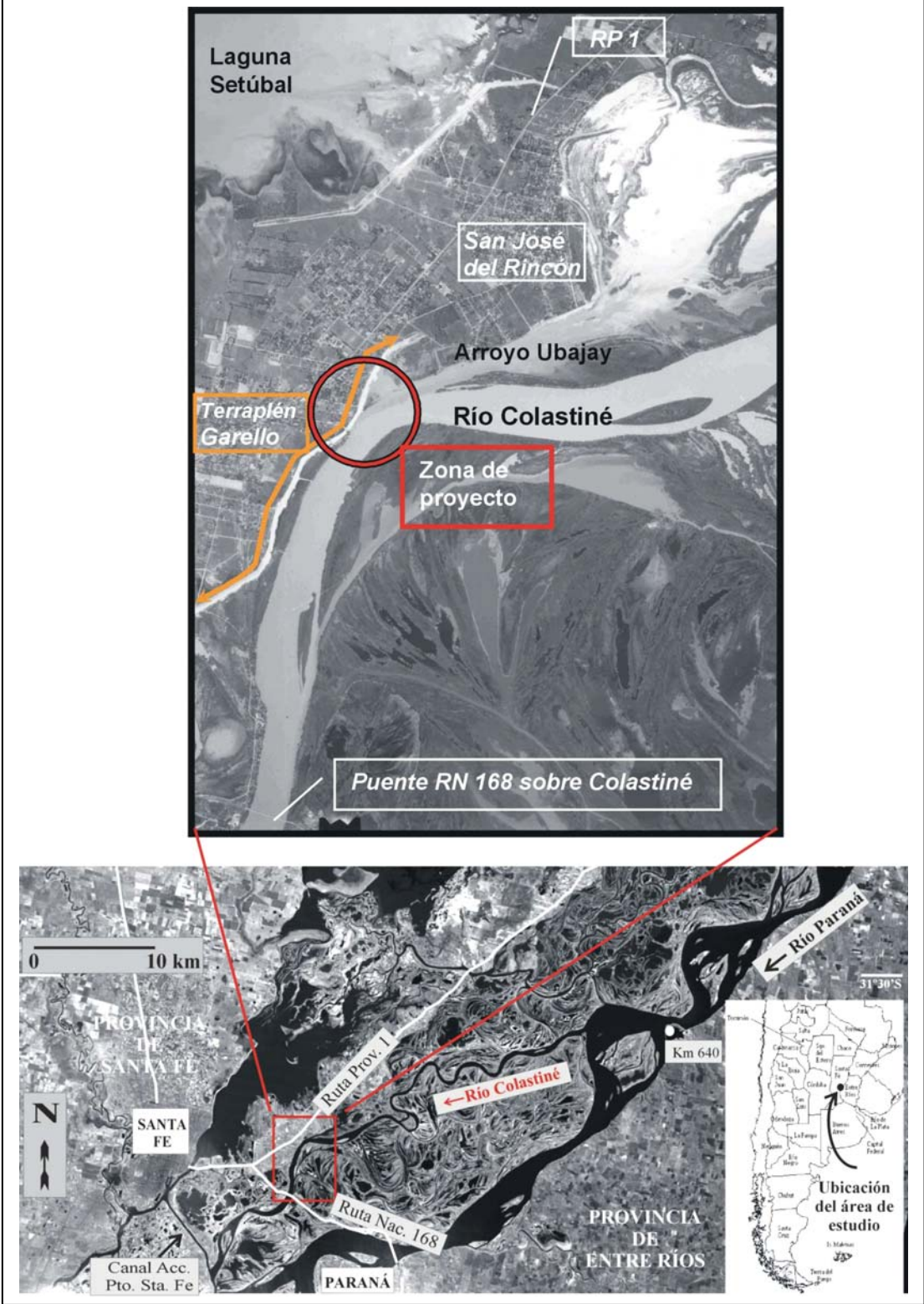


Figura 1.- Ubicación de la zona de estudio.

Contemporáneamente a lo largo del SXX, a ambos lados de la Ruta Provincial 1 han prosperado asentamientos urbanos de carácter definitivo que ocupan el valle de inundación del Paraná. Para proteger a la población establecida de perjuicios como los provocados por las crecidas extraordinarias de 1983 y 1992, en 1993 se proyectaron -y ejecutaron posteriormente- defensas para los sectores de máxima concentración poblacional (SUPCE, 1993). El tramo denominado terraplén Garello protege la localidad de Colastiné Norte en la zona de emplazamiento de la toma de agua, cercana al pie del talud mojado del terraplén (Figura 1).

Dada la situación de riesgo para las obras mencionadas debida a la dinámica del meandro, distintos organismos públicos y empresas concesionarias de servicios con interés en el sector han ejecutado protecciones de la margen entre 1994 y 1995. Consistieron en combinaciones de bloques de hormigón sobre manta flexible, gaviones y colchonetas, pero que cubren sólo parcialmente el sector sometido a mayores solicitaciones.

Observaciones recientes y relevamientos de control ejecutados por diferentes organismos técnicos de la zona, permiten inferir que los procesos erosivos de la margen derecha del Colastiné en este sector se encuentran activos y alcanzan magnitudes superiores a las deseables (DPOH, 2002).

Ante tal panorama, se ha encarado en el marco de un proyecto final de la carrera Ingeniería en Recursos Hídricos, en la Facultad de Ingeniería y Ciencias Hídricas, el diseño de una solución que garantice el cumplimiento de la vida útil en condiciones estructuralmente aceptables, tanto de la toma de agua como del terraplén de defensa sector Garello.

En este trabajo se presentan aspectos de ese proyecto relacionados con los enfoques planteados para la predicción de la distribución de caudales y cálculo de erosiones en el meandro mencionado del Colastiné. Dada la configuración en planta del sector de emplazamiento de las obras de toma se han comparado dos variantes de la expresión general de Odgaard (1984) que permite estimar la distribución transversal de caudales líquidos en una curva, una distribución calculada con una metodología convencional basada en la expresión de Manning, y una situación observada para aguas medias (mediciones realizadas en 1993). De allí surgieron criterios sobre el procedimiento más adecuado para la predicción de la distribución de caudales en el meandro para una condición de diseño.

Esos procedimientos se compararon también con la distribución transversal de caudales medida en el sector, luego de ocurrida la última crecida en marzo de 2007, mediante la utilización de tecnología acústica Doppler.

Con las distribuciones de caudal seleccionadas en base a esas comparaciones, se procedió al cálculo de las erosiones generales esperables, tanto para los estados medidos de 1993 y 2007 como el de diseño (adoptado como tal el producido por la crecida de 1983 maximizada). Se aplicaron para ello la fórmula de Lischvan-Lebediev, de probada confiabilidad en los ríos de la región (Schreider y otros, 2001), la expresión de Laursen presentada en un formato genérico por Farías y otros (2005), y su comparación con una fórmula sencilla para determinar profundidades en una sección transversal de un escurrimiento a fondo móvil (NEDECO, 1959).

ASPECTOS METODOLÓGICOS E INFORMACIÓN UTILIZADA.

La problemática planteada ha promovido una serie de relevamientos batimétricos localizados de control por parte de personal técnico de organismos públicos y privados entre los años 1995 y 2002, en los que se midieron profundidades para secciones transversales parciales de ubicación fija, referidas a una poligonal de base en la margen derecha. En ninguno de ellos se acompañaron las mediciones con aforos de caudal líquido.

Por ello, y dada la cantidad y calidad de datos obtenidos en la zona de interés para un estado de aguas medias (altura media mensual en Puerto Paraná: 3,53 m), brindados en INCyTH-FICH (1993), se los utilizó para contrastar las metodologías de cálculo empleadas. Esta información consiste en un aforo con flotadores del tipo “barra lastrada”, seis verticales con velocidad de corriente en siete puntos por vertical medida con molinete en una sección transversal de la curva, batimetría con sonda ecógrafa y caracterización del material de fondo, a partir de cuatro muestras de sedimento del lecho. El relevamiento batimétrico del sector se efectuó en junio de 1993 y se representó en un plano en escala 1:5000. De acuerdo al grado de ajuste de las velocidades medidas en cada una de las seis verticales citadas a un perfil logarítmico, se obtuvieron valores puntuales de variables hidráulicas de interés, como la velocidad de corte de fondo.

Este conjunto de datos se aplicó a la descripción de la condición hidráulica de cuatro secciones transversales al escurrimiento seleccionadas en el meandro de interés. Los aforos fueron resueltos para esas secciones, permitiendo obtener las correspondientes curvas de distribución transversal de caudales medidos por flotadores. A pesar del escaso número de verticales de velocidad medidas con molinete, también se construyó la distribución de caudales para la sección coincidente con ellas (identificada como D-D, según se explica en el título correspondiente).

El volumen y calidad de datos obtenidos en el relevamiento de campo de 2007 (14 de mayo de 2007, altura hidrométrica en Puerto Paraná: 3,97 m, río en situación posterior al pasaje del pico de creciente de recurrencia aproximada 10 años) decidieron su utilización para complementar las comparaciones y verificaciones de los procedimientos vinculados con el cumplimiento de los objetivos del trabajo.

SELECCIÓN DE HERRAMIENTAS PARA PREDECIR LA DISTRIBUCIÓN DE CAUDALES.

Las características del tramo (su configuración en planta, la morfología del fondo y la distribución de las líneas de corriente) son las típicas de una curva de meandro que vincula dos tramos rectos: de 2000 m aproximados de longitud el de aguas arriba y 4000 m el de aguas abajo, ambos, especialmente el último, con marcada estabilidad en planta a lo largo de las últimas décadas.

La morfología del fondo en la curva propiamente dicha presenta el banco característico sobre la margen convexa, que se mantiene sumergido en forma permanente a partir de un estado de aguas medias-bajas, y las mayores profundidades contra la margen cóncava, con las máximas profundizaciones sobre la salida de la curva. En este último lugar (Figura 2) se localiza una saliente natural orientada hacia el centro del cauce que introduce una singularidad en la geometría de la margen cóncava alterando su continuidad. En FICH (1995) se describe la parte visible por sobre el nivel del agua de esta saliente. En sus dos tercios superiores está

constituida por sedimentos detríticos muy perturbados antrópicamente y de baja cohesión; en tanto que el tercio inferior está compuesto por arcillas cohesivas organizadas en estratos horizontales, con capas intercaladas de arcilla arenosa o arena arcillosa, menos resistentes que las primeras, y que le otorgan a la barranca un perfil escalonado característico. Se infiere en ese antecedente la continuidad de los estratos de arcilla de alta cohesión por debajo del nivel del agua, lo que explicaría la resistencia de esta singularidad a la acción sostenida de la erosión hídrica.

Teniendo en cuenta la morfología del meandro, se procedió a establecer la herramienta más conveniente para predecir la distribución de caudales en las cuatro secciones de interés seleccionadas a lo largo de la curva, sobre la base de las mediciones de 1993 y las recientes de 2007.

Roca Collell (2003) presenta una pormenorizada recopilación y análisis de resultados de ensayos realizados y expresiones desarrolladas por diversos autores para distribuciones de caudales en curvas. De todas ellas se seleccionó la expresión de Odgaard (1984, 1986) para su verificación y aplicación eventual en este caso en particular. Esta expresión se sustenta en una sólida base teórica sobre flujo en curvas, deducida para el caso de curvatura constante y flujo completamente desarrollado -entre otras simplificaciones-. Relaciona el valor medio de la velocidad en cualquier vertical de la sección transversal con la velocidad media, el tirante y el radio de curvatura de la vertical central de la sección. Es la siguiente:

$$\frac{\bar{u}_i}{\bar{u}_c} = \left(\frac{n_i}{n_c} \right) \left(\frac{h_i}{h_c} \right)^{1/2} \left(\frac{R_c}{R_i} \right)^{1/2} \quad (1)$$

donde:

\bar{u} valor medio de la velocidad en la vertical.

n factor de resistencia o rugosidad de Manning.

h profundidad en la vertical.

R radio de curvatura.

i, c subíndices que refieren a las posiciones en que son evaluadas las variables (c para la vertical central de la sección transversal e i para una vertical genérica).

Los supuestos implícitos en la deducción de la ecuación (1) son los siguientes:

- material constitutivo del lecho uniforme, lo cual reduce la variación de la pendiente transversal del fondo con las posibles variaciones del coeficiente de resistencia;
- validez de la expresión de Darcy-Weisbach para la velocidad media en la vertical, que se demuestra es una buena aproximación para la mayor parte de los flujos en curva (Odgaard, 1984).

Las distribuciones de caudal obtenidas a partir de la ecuación (1) aplicada según los criterios que se explican más abajo fueron comparadas con las distribuciones observadas obtenidas de aforos de 1993 y 2007, y con las resultantes de utilizar la expresión de Manning, vastamente usada en el ambiente ingenieril, que distribuye los caudales en la sección transversal de acuerdo a su morfología:

$$\%Q_k = \frac{(h_k)^{5/3} \Delta B_k}{\sum ((h_k)^{5/3} \Delta B_k)} \cdot 100 \quad (2)$$

donde:

- k subíndice que identifica las fajas de las secciones transversales obtenidas de la batimetría.
- h_k profundidad media en cada faja considerada.
- ΔB_k ancho de cada faja considerada de la sección transversal.
- $\%Q_k$ caudal en la faja k expresado porcentualmente respecto del caudal total aforado.

Como es sabido, este método implica suponer la constancia del factor $I^{1/2}/n$ a lo ancho de la sección (I : pendiente de energía; n : coeficiente de rugosidad de Manning).

DEFINICIÓN DE RADIOS DE CURVATURA Y SELECCIÓN DE SECCIONES DE CÁLCULO.

Mediante metodología convencional (trazado de tangentes y bisectrices) se definió sobre la margen izquierda del Colastiné el centro de curvatura del meandro de interés; también se seleccionaron las secciones transversales al escurrimiento en la curva, con sus parámetros B (ancho de sección transversal en la superficie de agua para la condición hidrométrica dada) y R (radio de curvatura de la línea media del escurrimiento). Su valor obtenido de la cartografía de 1993 es de 1000 m aproximadamente (condición que se mantiene de acuerdo a los estudios preliminares de la cartografía producida con el relevamiento batimétrico de 2007).

Otra alternativa de radio de curvatura implicó considerar la trayectoria de los flotadores utilizados en el aforo de 1993, aproximadamente coincidente con la curvatura general de las isóbatas de la batimetría. Este radio resultó de 350 m.

En Tabla 1 se presenta el detalle de las secciones consideradas en una primera instancia. Esas secciones se ubicaron arbitrariamente siguiendo la longitud del meandro, tratando de cubrir toda su extensión y teniendo en cuenta las zonas hipotéticamente más críticas considerando las máximas profundidades observadas en la batimetría de 1993 y la ubicación de las obras a defender.

Tabla 1.- Secciones consideradas en el tramo curvo de estudio del río Colastiné.

Sección	B [m]	R [m]	R/B	Ubicación	Año de la cartografía	Criterio para definición de R
1	300	1250	4,2	Confluencia del Arroyo Ubajay con el Colastiné	1993	Curvatura de línea central de las secciones
5	270	1200	4,4	Inicio del tramo recto aguas abajo		
AA	300	950	3,2	Aguas arriba de la confluencia Colastiné-Ubajay	1993	Curvatura de línea central de las secciones
BB	375	1010	2,7			
CC	350	1010	2,9			
DD	335	1010	3,0			
FF	300	980	3,3	Eje de obra de toma		
CC'	350	395	1,1	Mismo centro de sección que CC	1993	Curvatura de trayectorias de flotadores e isóbatas
DD'	310	320	1,0	Eje de obra de toma		

Los valores de R/B consignados para las secciones AA a FF, como para CC' y DD' son próximos o menores a 3, límite considerado habitualmente por distintos autores para

distinguir curvas suaves ($R/B > 3$) de las pronunciadas ($R/B < 3$). Se seleccionaron finalmente las secciones transversales BB, CC, DD y FF, resaltadas en negrilla en Tabla 1, para verificar las metodologías presentadas en el punto anterior. En Figura 2 se representan las secciones AA a FF.

El criterio de selección de las secciones anteriores se basó en su representatividad de las situaciones supuestamente más críticas de las condiciones hidráulicas y sedimentológicas en el sector (ratificadas en buena medida por las corridas de flotadores), la ubicación de las verticales medidas con molinete, las muestras de material del lecho (ambas efectuadas entre las secciones DD y FF), y la buena distribución de los flotadores, en cantidad suficiente a lo ancho de cada sección, lo cual asegura una medición confiable del caudal total.

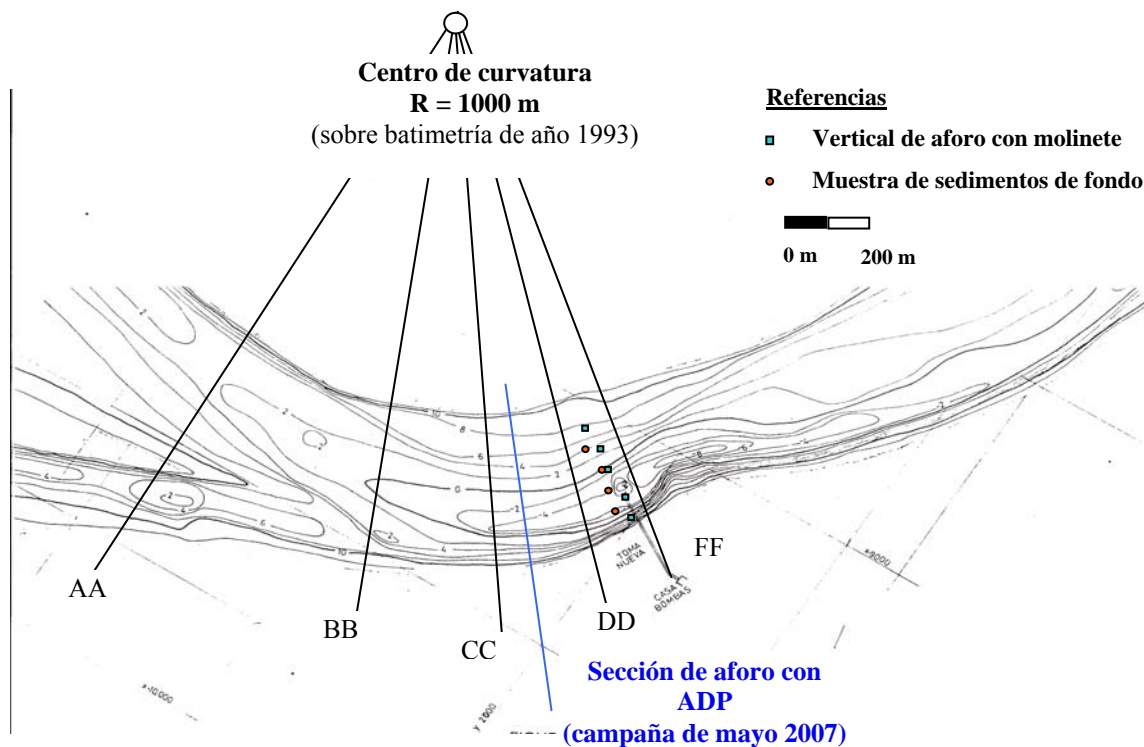


Figura 2. - Secciones transversales analizadas.

DETERMINACIÓN DE DISTRIBUCIONES DE CAUDALES.

La ecuación (1) requiere para su aplicación de una detallada caracterización de la geometría de las secciones. En cada una de ellas se identificó la vertical central (con los correspondientes valores h_c y R_c), cuatro verticales entre margen izquierda y el centro, y cuatro o cinco verticales, según el caso, entre la vertical central y margen derecha.

En cada vertical se determinó la velocidad media corregida a partir de las velocidades superficiales del aforo con flotadores. Los datos de velocidad en las seis verticales medidas con molinete hidrométrico y los parámetros hidráulicos derivados de esos perfiles se presentan en Tabla 2. Se incluye allí, asimismo, la información granométrica de las muestras de fondo captadas en el mismo sector (Figura 2).

Tabla 2.- Información hidráulica -surgida de perfiles de velocidad medidos con correntómetro- y sedimentológica (INCyTH-FICH, 1993).

Vertical de aforo	u_j [m/s]	h_j [m]	d_{90} [mm]	d_{50} [mm]	u^* [m/s]	τ_0 [kg/m ²]	I	n
Margen derecha								
1	0,51	7,60	5,2780	0,2176	0,067	0,458	6,0E-05	0,059
2	0,67	17,26			0,118	1,420	8,2E-05	0,090
3	0,65	18,05			0,081	0,669	3,7E-05	0,064
4	0,81	12,62	0,3078	0,2031	0,050	0,255	2,0E-05	0,030
5 (centro de sección)	0,88	9,74	0,2912	0,1895	0,047	0,225	2,3E-05	0,025
6	0,81	5,46			0,022	0,049	9,0E-06	0,011
Margen izquierda								

siendo:

u_j velocidad media en la vertical.

h_j profundidad en la vertical.

d_{90} diámetro del material de fondo con respecto al cual el 90% en peso de la muestra presenta tamaños menores, para la muestra obtenida más próxima a la vertical considerada.

d_{50} diámetro del material de fondo con respecto al cual el 50% en peso de la muestra presenta tamaños menores, para la muestra obtenida más próxima a la vertical considerada.

u^* velocidad de corte de fondo en la vertical, calculada del perfil de velocidades.

τ_0 tensión de corte de fondo correspondiente a la vertical.

I pendiente de energía local.

n factor de resistencia o rugosidad de Manning local.

j subíndice que identifica a la vertical medida con molinete.

Para la estimación del parámetro de rugosidad n en la ecuación (1) se consideraron las siguientes alternativas:

- el valor de n se mantuvo constante a lo ancho de cada sección transversal, es decir $n_i = n_c$, tal como lo sugieren Falcon y Kennedy (1983) y el mismo Odgaard (1984);
- n_i y n_c se calcularon a partir de la relación universal de Engelund (Engelund y Fredsøe, 1982) combinada con el método de Van Rijn (Van Rijn, 1993) para estimar la velocidad de corte debida al grano.

Con estos criterios, refiriendo cada uno de los parámetros a los valores de la vertical central, se obtuvieron las correspondientes distribuciones transversales de caudales para las cuatro secciones seleccionadas, utilizando la ecuación (1). La comparación de las curvas resultantes con las obtenidas mediante el aforo con flotadores, y por aplicación de la ecuación (2), se muestra en Figuras 3, 4, 5 y 6 (secciones transversales BB, CC, DD y FF).

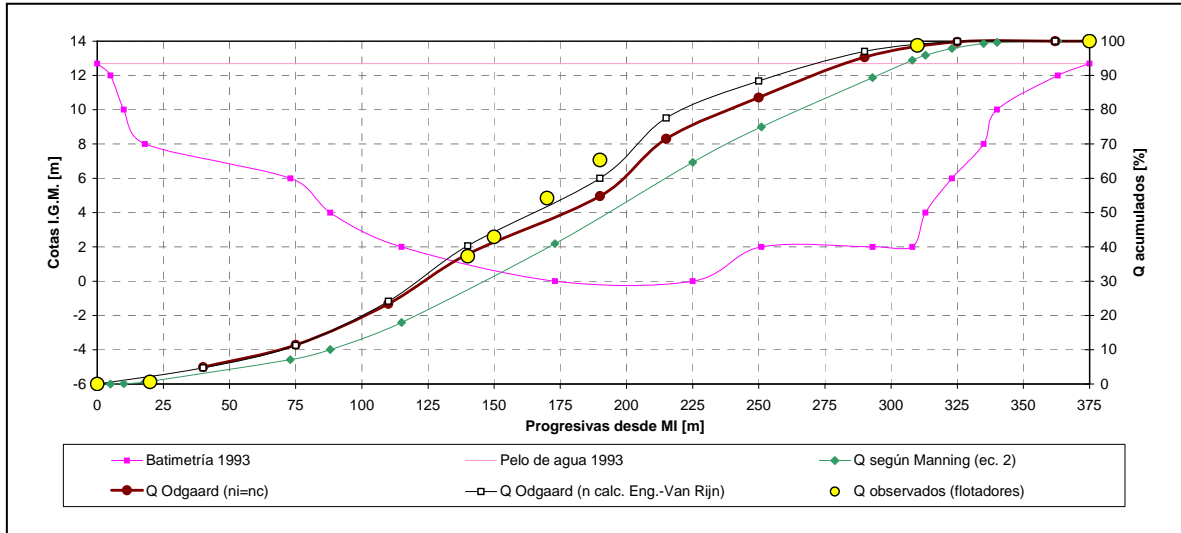


Figura 3.- Sección transversal BB, 260 m aguas abajo de la confluencia Colastiné-Ubajay. Inicio del tramo curvo.

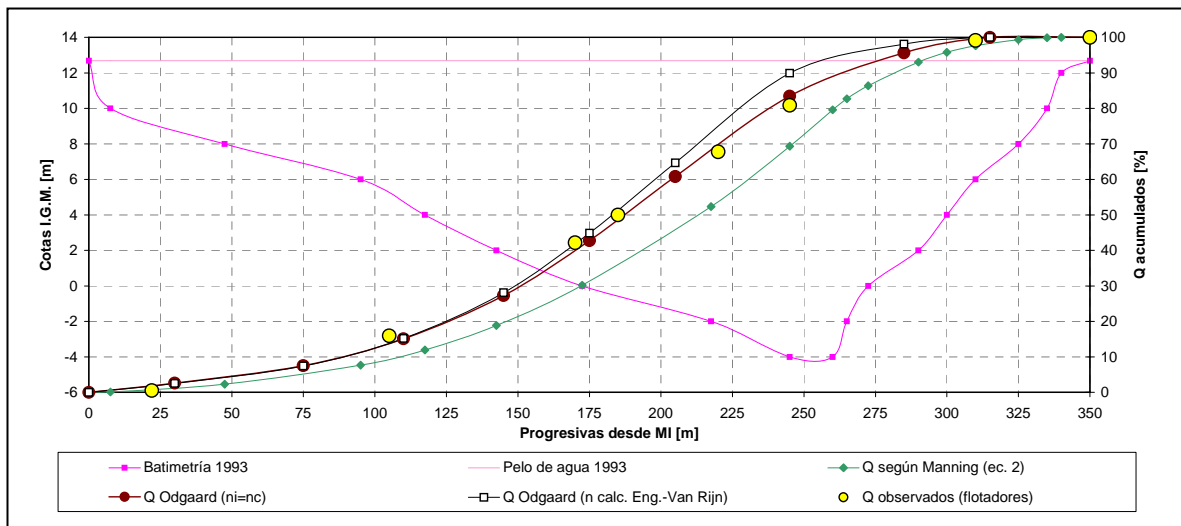


Figura 4.- Sección transversal CC, 460 m aguas abajo de la confluencia Colastiné-Ubajay.

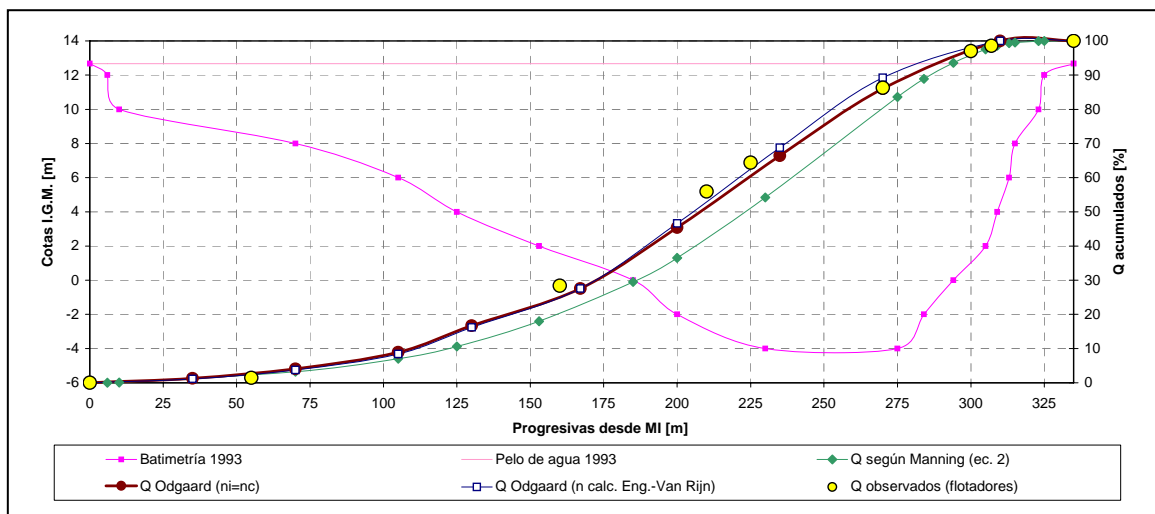


Figura 5.- Sección transversal DD, 680 m aguas abajo de la confluencia Colastiné-Ubajay y 30 m aguas arriba de la toma.

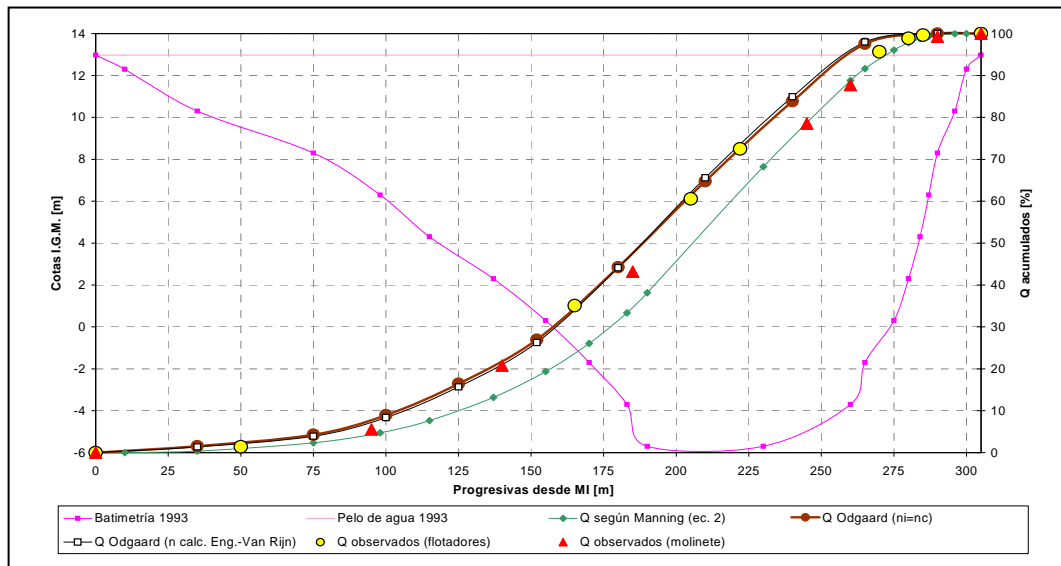


Figura 6.- Sección transversal FF, coincidente con la toma de agua.
Se incluye la distribución obtenida utilizando verticales medidas con molinete.

Se observa que la distribución obtenida con la ecuación (2) se aparta (por abajo) marcadamente de la distribución de caudales observada, especialmente desde el centro de la sección hacia la margen cóncava. Esta situación adquiere relevancia en el caso de su aplicación bajo condiciones hidráulicas de diseño, donde se maximizan los efectos erosivos.

Tanto las alternativas a) como b) resultan en distribuciones de caudales con un ajuste aceptable a la distribución observada casi en todo el ancho de la sección. Nótese además que el considerar el factor de rugosidad constante (a) o variable a lo ancho de la sección (b) produce resultados equivalentes prácticamente en todos los casos.

Las mismas alternativas se probaron con los datos batimétricos y de aforo con perfilador acústico Doppler obtenidos en mayo de 2007. Las curvas resultantes se presentan en Figura 7, incluyendo la sección relevada para el aforo -ubicada entre las secciones CC y DD del análisis preliminar (ver Figura 2)- y la sección CC del relevamiento de 1993.

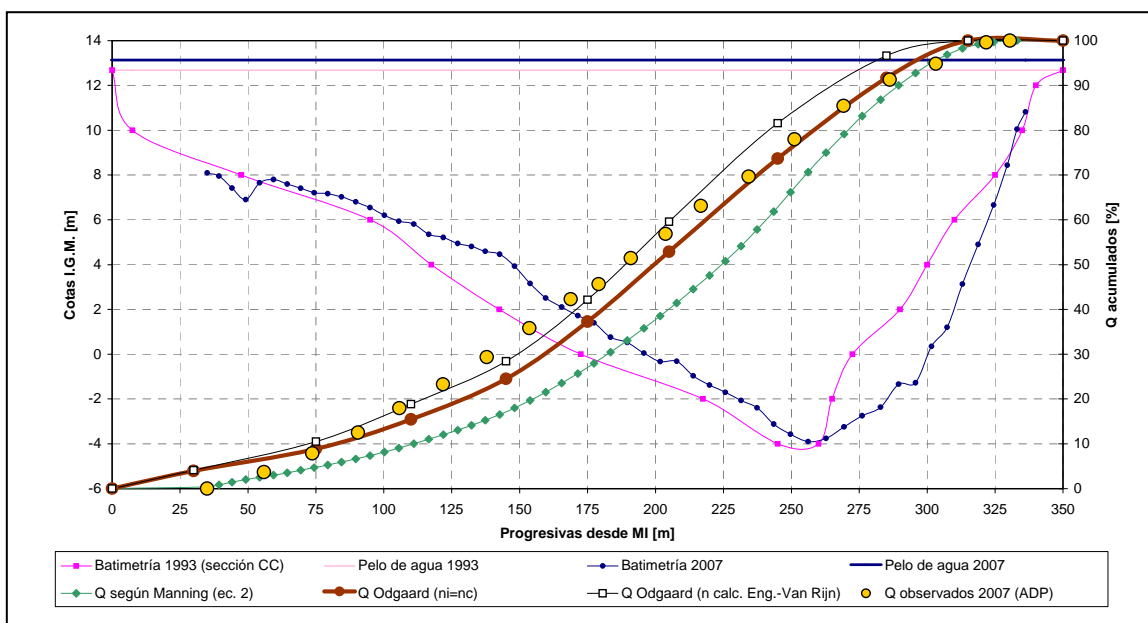


Figura 7.- Sección transversal de aforo con ADP, ubicada entre secciones CC y DD (relevamiento de 2007).

Se advierte que la variante a) de Odgaard, si bien no se ajusta tan adecuadamente como en los casos de 1993 a la distribución observada, es la que mejor la predice, con buen acuerdo específicamente a partir de la mitad de la sección y hacia el lado cóncavo. La variante b) de Odgaard subestima, en tanto que Manning sobreestima, el efecto de concentración de caudales en la zona de mayores profundidades.

Con respecto a las secciones CC' y DD', de radio de curvatura menor definido por la trayectoria de los flotadores, los resultados obtenidos revelaron inconsistencia marcada con respecto a la distribución observada, sugiriendo que el criterio clásico de definición de R sería el más adecuado para representar los efectos hidrodinámicos en una curva de meandro.

CÁLCULO DE EROSIONES.

La expresión de Lischtvan-Lebediev modificada por Schreider y otros (2001), que estima la condición de equilibrio del lecho a partir de los caudales específicos en la sección transversal, se aplicó en cada sección considerada en el relevamiento de 1993 y en la de 2007, utilizando la distribución de caudales calculada con la ecuación (1) y suponiendo invariante el valor transversal de n , dados los resultados obtenidos en las comparaciones anteriores:

$$h_{si} = \left[\frac{q_i}{4,7 \beta d^{0,28}} \right]^{\frac{1}{1+x}} \quad (3)$$

donde:

h_{si} profundidad después de producida la erosión, en la vertical i .

q_i caudal por unidad de ancho asociado a la faja que tiene como profundidad media la inicial h_i y la final h_{si} .

d diámetro característico de las partículas que componen el fondo, en [m]. Para el caso, se utilizó el d_{50} medio de las cuatro muestras de material de fondo disponibles en el meandro.

β coeficiente función del período de retorno T , en [años]; para estimarlo se utilizó en este caso la expresión propuesta por Maza Alvarez (2001):

$$\beta = 0,8416 + 0,03342 \ln(T).$$

$$\beta = 0,8966 \text{ para } T = 5 \text{ años}$$

$$\beta = 0,9186 \text{ para } T = 10 \text{ años}$$

$$\beta = 1 \text{ para } T = 100 \text{ años}$$

$1/(1+x)$ exponente determinado por el tamaño medio de los sedimentos; para sedimentos no cohesivos, con tamaños medios del orden de 0,15 a 1 mm, el exponente tiene valor 0,71.

Para las mismas secciones evaluadas y situaciones medidas (1993 y 2007), con la distribución transversal de caudales obtenida con ec. (1), y atendiendo a las conclusiones de Farias y otros (2005) respecto a que la ecuación de Laursen sobrestima los valores de profundidades finales una vez producida la erosión, se aplicó con fines comparativos la referida expresión, utilizando para ello la forma manipulada algebraicamente por esos autores:

$$h_{si} = \frac{0,205 q_i^{0,86}}{d^{0,284}} \quad (4)$$

También se compararon las secciones resultantes con los valores finales de profundidad obtenidos a partir de una expresión para evaluar procesos erosivos en curvas (NEDECO, 1959), que permite obtener la variación transversal del fondo a partir de un par de valores iniciales de profundidad y radio de curvatura.

$$\frac{1}{h} - \frac{1}{h_0} = \left(\frac{1}{R} - \frac{1}{R_0} \right) \frac{15R_0 I}{\Delta d} \quad (5)$$

donde:

R radios de la curva, correspondientes a distintos valores de progresiva en la sección transversal considerada.

h profundidad de agua para un determinado R .

I pendiente longitudinal del río; obtenida a partir de la estimación de la variación transversal de n (relación universal de Engelund, combinada con el método de Van Rijn, comentada más arriba).

Δ densidad relativa del sedimento

$$\Delta = \frac{\rho_s - \rho}{\rho}$$

ρ_s densidad del sedimento

ρ densidad del agua

d diámetro característico de las partículas que componen el fondo, en [m].

$h_0 ; R_0$ valores conocidos de profundidad y radio de curvatura; en este caso, corresponden a la vertical central de cada sección.

Se efectuó un primer cómputo con el caudal aforado en cada situación medida. Los datos de entrada fueron los siguientes:

Situación de 1993.

Nivel al comienzo del tramo:	12,70 m (cota I.G.M.)
Caudal en cauce principal:	2062 m ³ /s
Recurrencia estimada de caudal:	5 a 10 años (INCyTH-FICH, 1993)

Situación de 2007.

Situación medida (14 de mayo de 2007):	
Nivel al comienzo del tramo:	13,15 m (cota I.G.M.)
Caudal en cauce principal:	2300 m ³ /s
Recurrencia estimada de caudal:	5 a 10 años (INCyTH-FICH, 1993)

Situación del pico de crecida (30 de marzo de 2007)
(SNRH, 2007)

Nivel al comienzo del tramo:	14,66 m (cota I.G.M.)
Caudal en cauce principal:	3460 m ³ /s
Recurrencia estimada de caudal:	10 años (INCyTH-FICH, 1993)

Los resultados obtenidos se muestran en Figuras 8 y 9, para la situación medida en 1993 y Figura 10, para 2007 (situación medida y situación de pico de crecida).

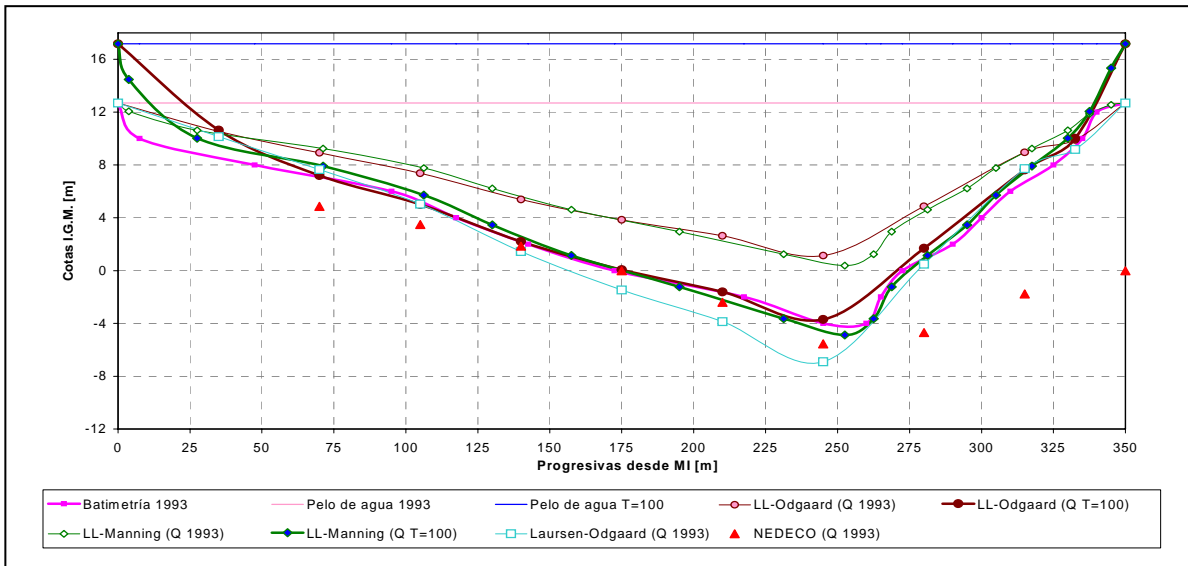


Figura 8.- Erosiones en sección CC mediante Lischtvan-Lebediev (LL, ec. 3) y Laursen (ec. 4). Comparación con valores puntuales de ec. (5). Situación medida en 1993 y condición de diseño.

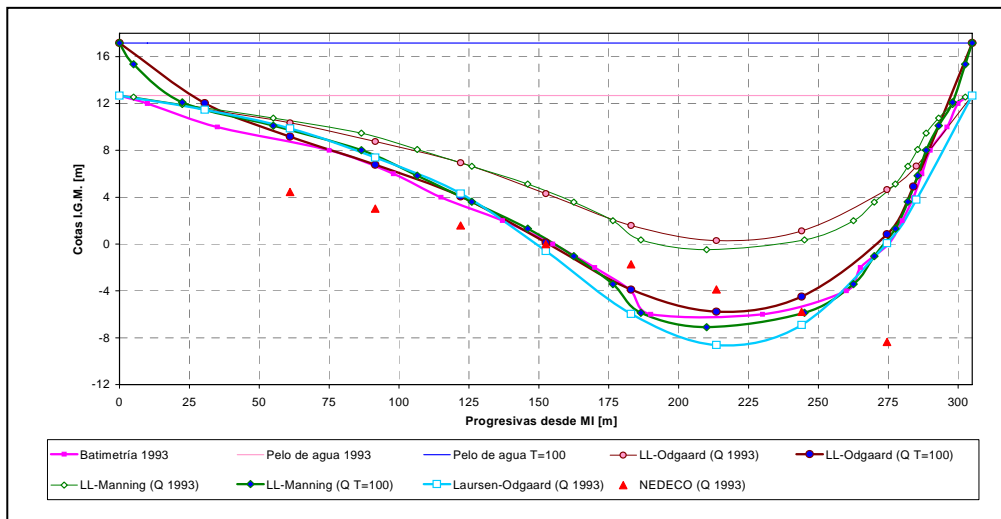


Figura 9.- Erosiones en sección FF (final de la curva) (LL, ec. 3), ec. (4) y ec. (5). Situación medida en 1993 y condición de diseño.

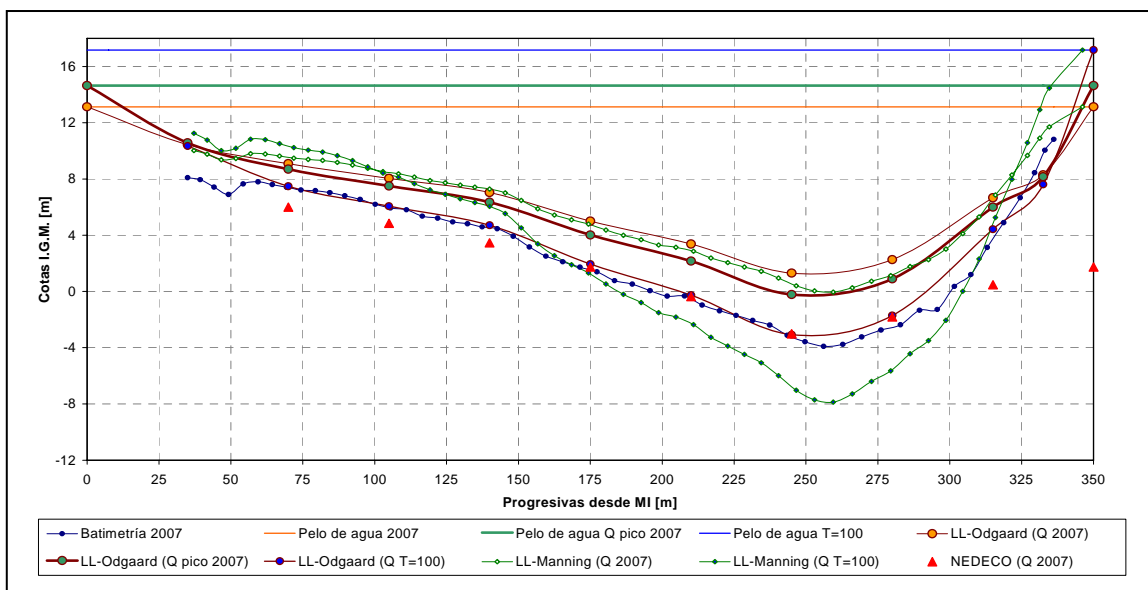


Figura 10.- Erosiones en sección CC (ec. (3) y ec. (5)). Situación medida en 2007 y condición de diseño.

Situación de diseño (recurrencia T = 100 años).

Para definir la condición hidráulica de diseño en el área de estudio que produciría las erosiones máximas, se han utilizado resultados de un modelo hidrodinámico unidimensional en ramas (Ceirano y otros, 1982) de simulación de caudales, con una recurrencia de 100 años.

El modelo reproduce la forma del hidrograma maximizado de la crecida extraordinaria de 1982-'83 del sistema Paraná, adoptada por su magnitud y duración como crecida de diseño para la mayor parte de las obras de infraestructura de la región que se vienen proyectando desde los años '90 (Ceirano y otros, 2002).

Con estas condiciones hidrométricas de diseño y con las distancias medidas longitudinalmente en el sentido del escurrimiento entre los perfiles sucesivos se calcularon las pendientes de la superficie de agua. Los valores simulados resultantes que se seleccionan para el diseño con recurrencia T = 100 años son los que siguen:

Nivel a la entrada del tramo:	17,19 (m I.G.M.)
Caudal en cauce principal:	6335 m ³ /s
Pendientes de la superficie de agua para el tramo:	3,46 E-05

A modo de verificación del caudal de diseño en cauce brindado por el modelo, se efectuó un cálculo del mismo utilizando un predictor de caudales cuya confiabilidad ha sido probada en diversos trabajos y estudios realizados en los cursos del sistema del río Paraná (Pujol y otros, 1985). Este procedimiento se basa en la relación universal de Engelund (Engelund y Fredsøe, 1982) para estimar el valor de la tensión de corte debida a la resistencia de grano a partir de la tensión de corte total del fondo.

Para el tramo de interés y condición hidrométrica de máxima referida se obtuvo su ancho (B_T) y tirante (h_T) medios, y el diámetro representativo del sedimento de fondo (d_T) calculado como el promedio de los d_{50} de las 4 muestras disponibles. Con estos datos y el valor de pendiente del tramo brindado por el modelo, se determinó la tensión de corte adimensional total (ec. 6).

Con la relación universal de Engelund (ec. 7) se obtuvo la tensión de corte debida a la resistencia de grano. De aquí es posible deducir la velocidad de corte de grano (ec. 8). Utilizando este parámetro en la expresión del perfil logarítmico de velocidades para fondos hidrodinámicamente rugosos (ec. 9) con la altura de rugosidad debida al grano sugerida por Yalin (1992) (ec. 10), se determinó el valor de velocidad media en el tramo.

$$\tau_{*T} = \frac{\gamma h_T I_T}{(\gamma_s - \gamma) d_{50T}} \quad (6)$$

$$\tau'_{*T} = 0,06 + 0,3 (\tau_{*T})^{1,5} \quad (7)$$

$$u'_{*T} = \sqrt{\frac{\tau'_{*T} (\gamma_s - \gamma) d_{50T}}{\rho}} \quad (8)$$

$$\frac{\bar{U}}{u'_{*T}} = 5,75 \log \frac{h_T}{k'_s} + 6,25 \quad (9)$$

$$k'_s = 2 d_{50T} \quad (\text{Yalin, 1992}) \quad (10)$$

donde:

B_T ancho medio del tramo.

h_T tirante medio del tramo.

d_{50T} diámetro representativo del sedimento de fondo del tramo.

I_T pendiente del tramo.

γ_s peso específico del sedimento de fondo (2650 kg/m³).

γ peso específico del agua (1000 kg/m³).

ρ densidad del agua (102 UTM/m³).

τ_{*T} tensión de corte total adimensional en el tramo.

τ'_{*T} tensión de corte adimensional debida a la resistencia de grano en el tramo.

u'_{*T} velocidad de corte debida a la resistencia de grano.

k'_s altura de rugosidad debida al grano.

\bar{U} velocidad media en el tramo.

Con la velocidad media, los tirantes y anchos de sección medios, se calcularon los caudales, que fueron comparados con los caudales en cauce principal (Q_c) obtenidos a partir del modelo, resultando los valores y diferencias porcentuales que se presentan en Tabla 3.

Tabla 3.- Caudales en cauce modelados, y determinados con el predictor de Engelund.

Tramo	Longitud [km]	Modelo	Predictor Engelund	Diferencia [%]
		Q_{cT} [m ³ /s]	Q_{cT} [m ³ /s]	
Colastiné aguas arriba confluencia con Ubajay	3	4945	4819	3
Confluencia con Ubajay	4,15	5742	5389	6
Club de Caza y Pesca				

Del mismo modo en que se procedió para la situación medida en 1993, con los datos de entrada presentados (T= 100 años) se aplicó la ec. (3) para calcular la erosión del lecho para la condición de diseño. Para este caso, $\beta = 1$.

CONCLUSIONES.

El cálculo de erosiones esperables en el meandro analizado del río Colastiné y el análisis -necesario para aquel cómputo- de metodologías para estimar la distribución de caudales en curva, brindaron las siguientes conclusiones:

- La expresión de Odgaard (ec. 1) tal como la presenta su autor predice aceptablemente distribuciones de caudales en curvas de meandro del tipo de la estudiada, con valores de la relación R/B cercanos a 3, considerado como límite por la mayoría de los autores para separar curvas suaves de pronunciadas. Esta aseveración está fundada en dos aforos realizados para situaciones de aguas

medias, ambas posteriores al pasaje de crecidas de consideración para la región. Cabe señalar en este sentido que Scacchi y otros (2004) demostraron el buen comportamiento de la expresión de Odgaard, aunque modificada con respecto a la original para predecir distribuciones de caudales en una curva de meandro del río San Javier mucho más pronunciada ($R/B = 1,5$) que la estudiada en este caso.

- b) La ec. (1) produjo los mejores resultados con el radio de curvatura y la vertical central de las sucesivas secciones, determinados siguiendo el criterio de la línea central del cauce en la curva.
- c) Lo sugerido por Falcon y Kennedy (1983) de mantener invariante el valor de n en la ec. (1) a lo ancho de las secciones sería adecuado. Sobre este particular, los resultados logrados procediendo de este modo no difirieron en gran medida de los obtenidos con una metodología diseñada para predecir la variación transversal de n basada en la aplicación de la expresión universal de Engelund, estimando la velocidad de corte debida a la resistencia de grano con la metodología de Van Rijn; atento a ello, esta metodología en principio no brindaría buenas predicciones de las reales variaciones de n para un caso de escurrimiento en curva como el presentado. Nótese en Tabla 2 las eventuales variaciones puntuales de n en una sección transversal de la curva obtenidas a partir de perfiles de velocidad.
- d) Considerando lo planteado en c), se desprende que las variaciones del factor de rugosidad en la ec. (1) no serían un parámetro fundamental en la distribución de caudales en curvas, al menos para las escalas del río en consideración y lecho de arenas medias y finas.
- e) Las distribuciones transversales de caudales realizadas a partir de la expresión de Manning (ec. 2) sobreestimaron el efecto de la curvatura del tramo de río, prediciendo mayores porcentajes de caudal que los observados entre el centro de las secciones y la margen cóncava.
- f) Se ratificó que el predictor de Engelund estima con alta confiabilidad los caudales encauzados en los cursos del sistema del río Paraná, en tanto y en cuanto la expresión universal de ese autor, clave de ese procedimiento, se aplique con parámetros geométricos e hidráulicos medios en tramos largos y aproximadamente rectos.
- g) La fórmula de Lischvan-Lebediev predice profundidades de erosión menores que las observadas para la situación de 1993. Teniendo presente la probada confiabilidad de este método en cursos fluviales como el estudiado, la subestimación aludida se atribuye a la gran crecida de 1992, una de las tres mayores del SXX, que habría modelado el tramo sin que haya transcurrido al momento de la ejecución de la batimetría de 1993 tiempo suficiente o condiciones hidráulicas que permitieran la recuperación de los niveles del lecho, compatibles con una condición de aguas medias. Idéntico comportamiento evidencia el tramo en el relevamiento efectuado en 2007, donde las secciones de equilibrio estimadas con esa fórmula también subestiman las profundidades observadas.
- h) Al aplicar la fórmula de Lischvan-Lebediev con condiciones hidráulicas de diseño y distribución de caudales predicha con la ec. (1), las erosiones son algo menores

en la zona de thalweg que las profundidades observadas en 1993 y 2007, evidenciando en algunos casos erosiones más importantes en la mitad de la sección aledaña a la margen convexa, indicando con ello que la expresión de Odgaard predice una más eficiente distribución de caudales a lo ancho de la sección para situación de crecida, si se la compara con la distribución a partir de ec. (2), más fuertemente asociada a la forma de la sección al inicio del proceso.

- i) La expresión de Laursen aplicada para el cálculo de erosiones a partir de la distribución de caudales de ec. (1), con las condiciones medidas en 1993 y 2007 predice profundidades algo mayores que las observadas en ambos relevamientos. En acuerdo a lo dicho en g) respecto a la falta de recuperación de la sección después del pasaje de las crecidas respectivas, se verificaría la sobre estimación de erosiones para crecidas ordinarias. De todas maneras, estos valores conservativos en comparación con las erosiones observadas no deberían descartarse al estudiar erosiones en curva y no en tramos regulares, para los que la expresión ha sido desarrollada. Para la misma situación, NEDECO (1959) brinda un valor muy cercano de la profundidad máxima en la curva, aunque sin precisión respecto a su ubicación en progresivas (ver Figuras 8, 9 y 10)
- j) Queda pendiente un análisis pormenorizado del corrimiento de la margen cóncava producido desde la época del proyecto de reconstrucción del acueducto (1993) a la fecha, del cual se tienen claras evidencias, aplicando técnicas de procesamiento de la cartografía disponible a nivel de detalle. En Figura 7 se puede observar el aparente empinamiento que habría sufrido el talud de la margen cóncava.
- k) La ec. (2) basada en la expresión de Manning en todos los casos ha sobreestimado los porcentajes de caudales que escurren entre el centro y la margen cóncava lo cual es equivalente a una sobreestimación de las erosiones esperables en ese sector al aplicar Lischtvan-Lebediev. Quedará a criterio del proyectista la adopción o no de este criterio conservativo a la hora del diseño, por sobre el que resulta de la aplicación de la ec. (1), aparentemente más ajustado a la realidad en corrientes aluviales similares a la estudiada.

Agradecimientos:

Los autores agradecen especialmente al Ing. Carlos ÉRCOLE, a la Ing. Viviana ZUCARELLI y al Hid. Carlos DROZ por su contribución para la realización de este trabajo y las criteriosas opiniones vertidas desde su conocimiento del sistema. Las mismas también permitirán el desarrollo del proyecto final de carrera del cual forman parte los resultados aquí adelantados.

Además agradecen al personal de la Subsecretaría de Recursos Hídricos de la Nación, en la persona del Lic. Daniel CIELAK, por la disponibilidad de la valiosa información compilada en el Sistema Nacional de Información Hídrica. Y finalmente al Lic. Carlos RAMONELL y al Dr. Alberto SÁNCHEZ DALOTTO, quienes facilitaron las imágenes de Figura 1.

LISTA DE SÍMBOLOS

- B ancho de la sección transversal
- B_T ancho medio del tramo (condición de diseño)

d	diámetro característico de las partículas que componen el fondo, en [m] (para el caso, se utilizó el d_{50} medio de las cuatro muestras de material de fondo disponibles en el meandro)
d_{50}	diámetro del material de fondo con respecto al cual el 50% en peso de la muestra presenta tamaños menores
$d_{50 T}$	diámetro representativo del sedimento de fondo del tramo ($\equiv d$)
d_{90}	diámetro del material de fondo con respecto al cual el 90% en peso de la muestra presenta tamaños menores
h	profundidad en la vertical
h_j	profundidad en la vertical
h_k	profundidad media en cada faja considerada para aplicar distribución de caudales según Manning (ec. 2)
h_{si}	profundidad después de producida la erosión, en la vertical i , para expresión de Lischtvan-Lebediev (ec. 3)
h_T	tirante medio del tramo (condición de diseño)
$h_0 ; R_0$	valores conocidos de profundidad y radio de curvatura en ec. (5)
I	pendiente de energía local
I_T	pendiente del tramo (asimilada a la pendiente superficial para la condición de diseño)
k'_s	altura de rugosidad debida al grano
n	factor de resistencia o rugosidad de Manning
q_i	caudal por unidad de ancho asociado a la faja que tiene como profundidad media la inicial h_i y la final h_{si}
R	radio de curvatura
u_j	velocidad media en la vertical
u^*	velocidad de corte de fondo en la vertical del perfil de velocidades
u'^*_{*T}	velocidad de corte debida a la resistencia de grano en el tramo (condición de diseño)
\bar{u}	valor medio de la velocidad en la vertical
\bar{U}	velocidad media en el tramo
β	coeficiente función del período de retorno T , en [años] (Maza Alvarez, 2001)
ΔB_k	ancho de cada faja considerada de la sección transversal
γ	peso específico del agua (1000 kg/m^3)
γ_s	peso específico del sedimento de fondo (2650 kg/m^3)
ρ	densidad del agua (102 UTM/m^3)
ρ_s	densidad del sedimento
Δ	densidad relativa del sedimento
τ_0	tensión de corte de fondo correspondiente en una vertical dada
τ^*_{*T}	tensión de corte total adimensional en el tramo
τ'^*_{*T}	tensión de corte adimensional debida a la resistencia de grano en el tramo
$\%Q_k$	caudal en la faja k expresado porcentualmente respecto del caudal total aforado
$1/(1+x)$	exponente en la fórmula de Lischtvan–Lebediev determinado por el tamaño medio de los sedimentos; para sedimentos no cohesivos, con tamaños medios del orden de 0,15 a 1 mm, el exponente tiene valor 0,71
i, c	subíndices que refieren a las posiciones en que son evaluadas las variables de la expresión de Odgaard (ec. 1) (c para la vertical central de la sección transversal e i para una vertical genérica)
j	subíndice que identifica a la vertical medida con molinete
k	subíndice que identifica las fajas de las secciones transversales obtenidas de la batimetría en la ec. (2)

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Calusio, J.C.; Meoli, G. (1941). “Provisión de agua a la ciudad de Santa Fe. Nueva toma en el río Colastiné”. *Boletín de Obras Sanitarias de la Nación*, No. 53. Buenos Aires, Argentina.

Ceirano, E.; Gioria, R. y Ércole, C. (1982). “The Paraná Medio. Hydrodynamic Model and its Calibration”. *Water International*. Vol. 7, pp. 82.

Ceirano, E.; Paoli, C. y Schreider, M. (2002). “Las inundaciones en el área de Santa Fe. Interpretación de sus efectos y simulación de los subsistemas Leyes-Setúbal y Ruta Nacional 168-Alto Verde” (pp. 239-297). En: *El río Paraná en su tramo medio. Contribuciones al conocimiento y prácticas ingenieriles en un gran río de llanura*. C. Paoli y M. Schreider Eds., Vol. 2, Centro de Publicaciones, Universidad Nacional del Litoral. Santa Fe, Argentina.

Demichelis, R.; Gioioso, E. (1945). “Provisión de agua potable a la ciudad de Santa Fe. Obras de la nueva toma y conducto de impulsión”. *Revista de la Administración Nacional del Agua*, No. 100. Buenos Aires, Argentina.

DPOH (Dirección Provincial de Obras Hidráulicas) (2002). “Informe sobre erosión en terraplén Garello. Sector Toma de agua Colastiné”. Departamento de Estudios y Proyectos, Coordinación Área Ingeniería, Ministerio de Obras, Servicios Públicos y Vivienda del Gobierno de la Provincia de Santa Fe. Santa Fe, Argentina.

Engelund, F. y Fredsøe, J. (1982). *Sediment Ripples and Dunes*. *Ann. Rev. Fluid Mech.* 14, pp. 13-37.

Falcon, M.A. y Kennedy, J.F. (1983). “Flow in Alluvial-River Curves”. *Journal of Fluid Mechanics*, Vol. 103.

Farias, H.D.; Pilán, M.T.; Olmos, L.A.; Pece, F.J. y Trejo, J.S. (2005). “Criterio basado en principios de optimización en la tasa de disipación de energía para predecir erosión general en ríos”. *Anales del XX Congreso Nacional del Agua*, pp.448. Mendoza, Argentina.

FICH (Facultad de Ingeniería y Ciencias Hídricas) (1995). “Materiales constitutivos de la barranca en proximidades de la toma de agua del acueducto Colastiné – Santa Fe (Anexo)” en: Análisis de estabilidad de la costa en torno a la toma del Acueducto Colastiné – Santa Fe entre agosto de 1994 y julio de 1995. Convenio: Dirección Provincial de Obras Sanitarias de Santa Fe – Universidad Nacional del Litoral. Santa Fe, Argentina.

INCyTH-FICH (Instituto Nacional de Ciencia y Técnica Hídricas - Facultad de Ingeniería y Ciencias Hídricas) (1993). “Proyecto reconstrucción Acueducto Colastiné – Santa Fe. Informe de alternativas en anteproyecto”. Convenio: Dirección Provincial de Obras Sanitarias de la Provincia de Santa Fe con Centro Regional Litoral del Instituto Nacional de Ciencia y Técnica Hídricas-Universidad Nacional del Litoral. Santa Fe, Argentina.

Maza Alvarez, J.A. (2001). “Algunos aspectos de ingeniería de ríos”. Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. Universidad de Castilla La Mancha. Ciudad Real, España.

Odgaard, A.J. (1984). “Flow and Bed Topography in Alluvial Channel Bends”. *Journal of Hydraulic Engineering*, ASCE., Vol. 110, No. 4, pp. 521-535.

Odgaard, A.J. (1986). “Meander Flow Model”. *Journal of Hydraulic Engineering*, ASCE., Vol. 112, No. 12.

NEDECO (1959). "River Studies and Recommendations on Improvement of Niger and Benue". En: *Principles of River Engineering*, Jansen P. Ph., Pitman Publ. Ltd., London

Pujol, A.; Amsler, M.L.; Sabatier, M.A. y Gaudin, H.E. (1985). "Verificación de tres predictores Q/H en el río Paraná". *Actas XII Congreso Nacional del Agua*. Mendoza, Argentina.

Roca Collell, M. (2003). *Erosión en una curva cerrada. Influencia de las protecciones de margen*. Tesis doctoral. Universidad Politécnica de Catalunya. Barcelona, España.

Scacchi, G.; Roca, M.; Schreider, M. y Franco, F. (2004). "Cálculo de erosiones en un tramo curvo del río San Javier (Santa Fe – Argentina)". *XXI Congreso Latinoamericano de Hidráulica*, São Pedro, Estado de São Paulo, Brasil.

Schreider, M.I.; Scacchi, G.; Franco, F.; Fuentes, R. y Moreno, C. (2001). "Aplicación del método de Lischtvan y Lebediev al cálculo de la erosión general". *Revista Ingeniería Hidráulica en México*, Vol. XVI, No. 1, pp. 15-26.

SNRH (Subsecretaría de Recursos Hídricos de la Nación) (2007). "Sistema Nacional de Información Hídrica". En: <http://www.hidricosargentina.gov.ar/InformacionHidrica.html>

SUPCE (Subunidad Provincial de Coordinación para la Emergencia) (1993). "Documento para la contratación de obras por licitación pública nacional. Obra: terraplén de defensa contra inundaciones, sector Garello". Programa de Rehabilitación para la Emergencia de las Inundaciones de la Provincia de Santa Fe. Santa Fe, Argentina.

Van Rijn, L.C. (1993). *Principles of Sediment Transport in Rivers, Estuaries and Coastal Seas*. Aqua Publications. Ruinen, The Netherlands.

Yalin, M.S. (1992). *River Mechanics*. Pergamon Press. Oxford. 219 p.