

MODELACIÓN HIDRODINÁMICA DE SISTEMAS CAUCE-PLANICIE DE INUNDACIÓN EN GRANDES RÍOS ALUVIALES DE LLANURA

Marina García^{(1),(3)}, Pedro A. Basile^{(1),(3)}, Gerardo A. Riccardi^{(2),(3)}, Hernán Stenta^{(1),(3)}

(1) CONICET, (2) CIUNR, (3) Departamento de Hidráulica y CURIHAM-FCEIA-UNR
Riobamba 245 bis - (2000) Rosario, Argentina - Telefax: (0341) 4808541.
E-mail: mgarcia@fceia.unr.edu.ar

RESUMEN

En el presente trabajo se describe la implementación y la posterior aplicación de un modelo hidrológico-hidráulico cuasi-2D que permite simular numéricamente los procesos de inundación en sistemas de cauce-planicie aluvial en grandes ríos aluviales de llanura. El modelo se basa en el esquema de celdas interconectadas, utilizando diferentes simplificaciones de la ecuación de momentum para representar las leyes de descarga entre celdas y es particularmente apropiado para la simulación dinámica a grande escala espacial y temporal. El modelo es aplicado en el río Paraná, entre las ciudades de Diamante y Ramallo, a los efectos de reproducir y analizar los patrones de escurrimiento en los cursos secundarios dentro del valle aluvial y los procesos hidrodinámicos que se producen en el sistema cauce principal-planicie aluvial, en condiciones de aguas bajas y medias del río. Los resultados obtenidos en las etapas de calibración y validación del modelo son ampliamente satisfactorios.

ABSTRACT

In this work the implementation and further application of a quasi two dimensional hydrologic-hydraulic model suitable for the numerical simulation of inundation processes in lowland rivers formed by channel-floodplain systems is described. The model is based on the interconnected cells scheme by using different simplification of the momentum equation to represent the discharge laws between cells. The model is particularly appropriated for the dynamic simulation of long river reaches and for both short and long-term scale. The model is applied in the Paraná River, between Diamante and Ramallo, in order to represent and analyze the flow pattern of the secondary streams inside the floodplain and the hydrodynamic processes in the main stream-floodplain system, for both low and mean water stages. Satisfactory results were obtained during model calibration and validation.

INTRODUCCIÓN

La modelación hidrodinámica de procesos de inundación en valles aluviales constituye la base para el análisis de importantes problemas hidroambientales. Por un lado, la modelación permite la evaluación del riesgo de inundaciones (Penning-Roswell et al., 1996), además, los modelos hidrodinámicos que describen apropiadamente los procesos hidráulicos en sistemas cauce-planicie de inundación pueden ser utilizados para representar otros subprocesos, tales como el transporte de sedimentos (Nicholas y Walling, 1997; Asselman et al., 1995), el transporte de contaminantes (Feldhaus et al., 1992) y el escurrimiento subterráneo en la planicie (Stewart et al., 1999; Bates et al., 2000). El grado de detalle en la representación de procesos hidráulicos es función del tipo y exactitud de las predicciones requeridas, de la calidad de los datos disponibles para parametrizar el modelo y de las escalas espaciales y temporales en las cuales el modelo debe operar.

En la última década la representación de la dinámica del flujo hídrico en sistemas formados por cauce principal y planicie de inundación ha sido realizada utilizando modelos 1D (Horrit et al., 2002; Helmiö, 2002), híbridos 1D-2D (Werner et al., 2005); Cuasi-2D (Bates et al., 2006; Horrit et al., 2002); 2D (Nicholas et al., 2006; Horrit et al., 2002; Stewart et al., 1999; Nicholas et al., 1996) y 3D (Wilson et al., 2006; Nicholas et al., 2004).

Estos trabajos han puesto en evidencia la importancia de las características morfológicas, los usos del suelo, la vegetación y las interferencias antrópicas en las planicies de inundación. Los modelos 1D y 2D citados precedentemente fueron aplicados para reproducir mapas de inundación e hidrogramas observados en tramos de ríos de 5-60 Km de longitud, con anchos de planicies de inundación menores que 3 Km y con ausencia de cursos secundarios importantes en el valle aluvial. Mientras que, los modelos hidrodinámicos 3D, dados los requerimientos computacionales y la información necesaria para su implementación, han sido aplicados en dominios espaciales definitivamente menores, es decir, para longitudes de tramos del orden del kilómetro.

Tramos característicos de sistemas cauce-planicie en grandes ríos aluviales de llanura muestran longitudes del orden de centenares de kilómetros, anchos del valle aluvial del orden de las decenas de kilómetros y anchos del cauce principal del orden de algunos kilómetros. El valle aluvial muestra, además, una morfología compleja, se encuentra frecuentemente surcado por una densa red de cursos secundarios y se observan albardones costeros que involucran distancias considerables a lo largo de la unión cauce-planicie. En estos casos, para simulaciones numéricas a grande escala espacial y temporal, los modelos 1D resultan inapropiados ya que la unidimensionalidad no es representativa del patrón de flujo real. Por otro lado, los modelos 3D, basados en la ecuaciones de Reynolds, acopladas por ejemplo con modelos $k-\epsilon$ de cierre de turbulencia, resultan prohibitivos dadas las escalas espaciales y temporales involucradas y los modelos 2D, si bien pueden proveer un nivel de descripción detallado de los procesos hidráulicos involucrados, no resultan adecuados dado que se tornan onerosos computacionalmente.

Una alternativa válida es la utilización de modelos cuasi-2D. Efectivamente, en sistemas de cauce-planicie en grandes ríos aluviales de llanura las crecidas presentan duraciones considerables del orden de meses y se propagan en forma gradual con celeridades extremadamente bajas. La inundación en la planicie se desarrolla igualmente en forma gradual, produciéndose el llenado paulatino de la misma por desborde del curso principal y de los cursos secundarios que drenan en parte los excedentes del mismo valle. Este mecanismo de funcionamiento hidráulico es compatible con las hipótesis consideradas en la formulación de los modelos hidrodinámicos cuasi-2D (Cunge et al., 1980). En efecto, el modelo cuasi-2D CTSS8 (Riccardi; 1997, 2000) aplicado en un tramo del río Paraná ha mostrado una capacidad de reproducción de perfiles de velocidad transversales comparable a las de los modelos 2D promediados en la vertical (Basile y Riccardi, 2002).

El objetivo principal del presente trabajo es desarrollar e implementar modelos apropiados para evaluar procesos de inundación-sedimentación en valles aluviales de grandes ríos de llanura. En una primera etapa, que aquí se presenta, se plantea la calibración de los procesos hidráulicos en el curso principal, cursos secundarios y planicie aluvial. Sucesivamente, se prevé desarrollar y acoplar un módulo de simulación sedimentológica, que permitirá la representación del transporte de sedimentos y de los procesos de erosión/sedimentación. La aplicación principal es sobre un extenso tramo del río Paraná, comprendido entre la ciudad de Diamante (Entre Ríos) y la ciudad de Ramallo (Bs. As.).

Para la simulación numérica hidráulica se utiliza el modelo CTSS8 (Riccardi, 2000), al cual se le ha acoplado una plataforma de pre y postprocesamiento bajo entorno Windows© denominada SIMULACIONES 2.0 (Rentería y Stenta, 2005).

DESCRIPCIÓN DEL MODELO HIDROLÓGICO-HIDRÁULICO CTSS8

El modelo matemático hidrológico-hidráulico, físicamente basado y espacialmente distribuido, CTSS8 (Riccardi, 2000) está basado en los esquemas de celdas originalmente propuestos por Cunge (1975). En sucesivas investigaciones se ha ampliado el campo de aplicación original (Riccardi, 1997 y 2000). Actualmente, el CTSS8 permite la simulación del flujo a superficie libre multidireccional. En cada celda de discretización es posible plantear el ingreso de flujo proveniente de precipitación neta, aporte de caudales externos e intercambio de caudales con celdas adyacentes. La propagación de caudales se realiza mediante un conjunto de leyes de descarga entre celdas, las cuales han sido derivadas a partir de la ecuación dinámica de Saint Venant. Para considerar condiciones de flujo particulares en aquellas zonas del área en estudio que presentan albardones, terraplenes artificiales, estructuras hidráulicas, etc., se utilizan leyes de descarga específicas para puentes, vertederos, alcantarillas, compuertas, etc.

ECUACIÓN DE CONTINUIDAD

La ecuación de continuidad se plantea en cada celda, a partir de la definición del incremento del volumen de agua almacenada desde consideraciones geométricas y desde condiciones de descarga:

$$As_i \frac{dz_i}{dt} = P_i(t) + \sum_{k=1}^j Q_{k,i} \quad (1)$$

LEYES DE DESCARGA ENTRE CELDAS

UNIÓN CINEMÁTICA

Se utiliza cuando la información hidrodinámica se propaga solamente hacia delante y supone un balance entre las fuerzas de fricción y gravedad exclusivamente. Se deriva despreciando los términos asociados a fuerzas de inercia y de presión hidrostática en la ecuación de momentum de Saint Venant. Es decir, se trata de una ecuación de flujo uniforme donde el caudal queda expresado como:

$$Q_{k,i}^{(n)} = K_{k,i} S_{0,k,i}^{1/2} \quad (2)$$

donde:

$$K_{k,i} = \frac{1}{\eta} R_{k,i}^{2/3} At_{k,i} \quad (3)$$

UNIÓN TIPO RÍO SIMPLE

Se utiliza para escurrimientos con preponderancia de las fuerzas de presión hidrostática, gravedad y fricción. El caudal se deduce a partir de la discretización de la ecuación completa de momentum considerando flujo con fuerzas inerciales despreciables:

$$Q_{k,i}^{(n)} = \text{signo} \left[z_k^{(n)} - z_i^{(n)} \right] \frac{K_{k,i}}{\sqrt{\Delta x_{k,i}}} \sqrt{\left| z_k^{(n)} - z_i^{(n)} \right|} \quad (4)$$

Asimismo, en el modelo se pueden utilizar Uniones tipo Río Cuasi-Dinámica y Dinámica deducidas a partir de la ecuación completa de momentum, las cuales son aplicadas principalmente al tránsito unidimensional de flujo encauzado.

UNIÓN TIPO VERTEDERO

Representa vinculaciones donde se evidencia un límite físico como terraplenes de rutas, albardones, terraplenes ferroviarios, etc. Se utiliza la ecuación de vertederos de cresta ancha para descarga libre:

$$Q_{k,i}^{(n)} = \mu_1 b \sqrt{2g} \left[z_k^{(n)} - z_i^{(n)} \right]^{3/2} \quad (5.a)$$

y para descarga ahogada:

$$Q_{k,i}^{(n)} = \mu_2 b \sqrt{2g} \left[z_k^{(n)} - z_w \right] \sqrt{\left| z_k^{(n)} - z_i^{(n)} \right|} \quad (5.b)$$

UNIÓN TIPO PUENTE

Se utiliza la expresión de caudal para vertederos de cresta ancha con escalón de fondo nulo y coeficiente de descarga según Chow (1959) para flujo a través de constricciones.

Por razones de espacio no se presentan las leyes de descarga que contemplan condiciones de borde internas especiales (pérdida de carga en expansiones bruscas, secciones de control, etc.).

El sistema de ecuaciones resultante, planteado entre la ecuación de continuidad y las distintas leyes de descarga entre celdas, se resuelve mediante aproximaciones en diferencias finitas, con un esquema numérico de tipo implícito.

BREVE DESCRIPCIÓN DE LA ZONA DE ESTUDIO

El área en estudio se limitó a la zona que comprende el cauce principal y valle de inundación del río Paraná, desde la ciudad de Diamante en el extremo aguas arriba hasta la ciudad de Ramallo en el extremo aguas abajo. La longitud aproximada del tramo modelado es de 200 Km. El área total aproximada de modelación es de 8000 Km². La zona modelada se puede visualizar en el mosaico de imágenes satelitales presentado en la Figura 1.

A partir de Diamante el cauce principal del río Paraná cruza todo el valle y se recuesta sobre la margen Santafesina a la altura de las ciudades de Maciel y Oliveros. A partir de esa zona el valle aluvial se desarrolla sobre la margen izquierda del río y el ancho del mismo varía entre 40-60 Km, mientras que, el ancho del cauce principal varía entre 0,5-3 Km aproximadamente.

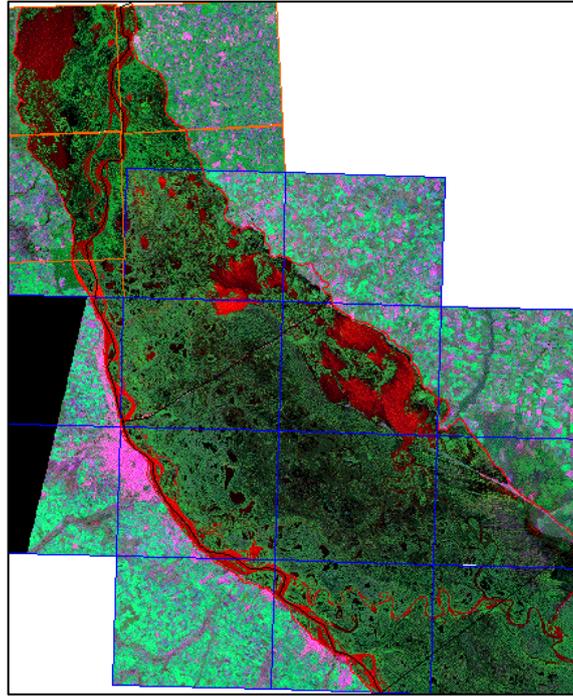


Figura 1.- Mosaico de imágenes satelitales de la zona a modelar, para aguas medias.

En la Figura 2 se observan dos imágenes satelitales de la zona en estudio, una para aguas bajas (izquierda) correspondiente al 09/09/1996, con un nivel hidrométrico en Rosario de 2.05 m y otra para aguas altas (derecha) del 05/06/1998 con nivel hidrométrico en Rosario de 5.85 m, ambos referidos al cero local de la escala hidrométrica.

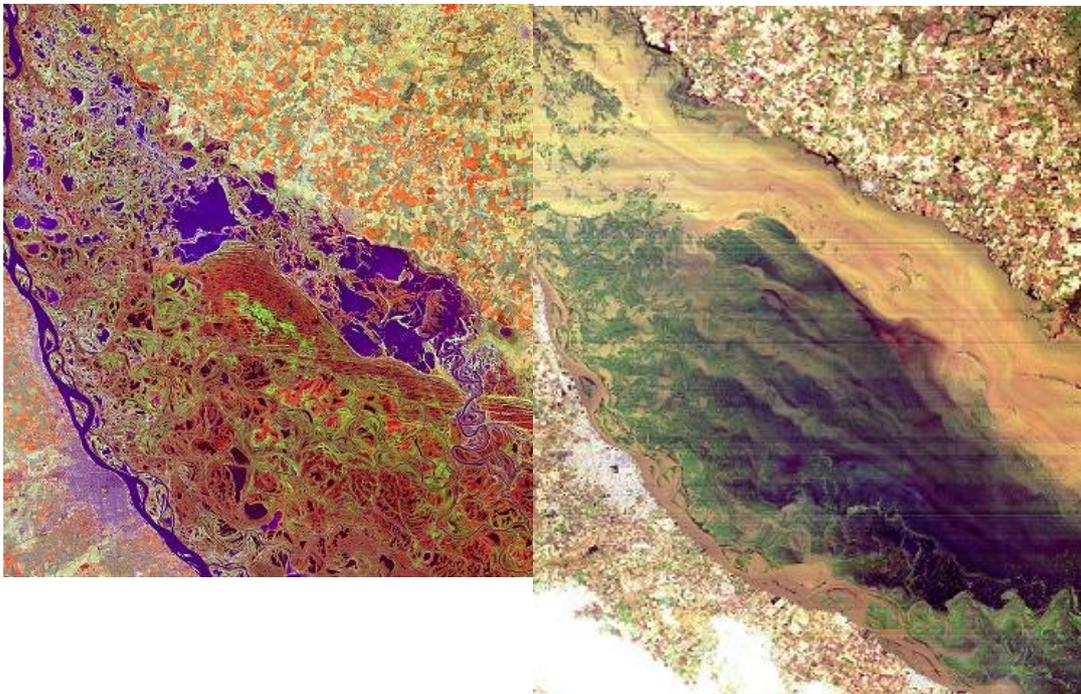


Figura 2.- Imágenes satelitales del río Paraná, para aguas bajas (izquierda) y altas (derecha).

APLICACIÓN DEL MODELO

Para la aplicación del modelo, se comenzó con la definición topobatimétrica del cauce principal y valle aluvial del río. Para ello se elaboró el modelo digital del terreno con la ayuda de datos sobre relevamientos topográficos efectuados en el valle aluvial, datos topobatimétricos del curso principal y cursos secundarios, imágenes satelitales y fotos aéreas de la zona en distintos estados del río (aguas bajas, medias y altas).

Se definieron y seleccionaron las celdas del modelo en celdas río y celdas valle. Las celdas de discretización del dominio son de 500 por 500 m. Actualmente el modelo cuenta con 6636 elementos que representan el curso principal y los cursos secundarios en el valle de inundación (celdas río) y 23220 elementos que representan el valle de inundación (celdas valle). Luego se asignaron los coeficientes y parámetros necesarios para su funcionamiento, como ser los coeficientes de rugosidad de Manning en los cauces y valle, pendientes de taludes laterales, pendientes transversales, especificación de vinculaciones, coeficientes de gasto en uniones tipo vertedero, condiciones de borde e ingreso de caudales en determinados elementos.

La constitución del modelo matemático tuvo un desarrollo paulatino. Se comenzó con el cauce principal y luego se le incorporaron las islas y las vinculaciones, los vertederos y los terraplenes. Posteriormente se adicionaron los cursos secundarios en el valle de inundación. En la Figura 3 se presenta una visualización de la constitución actual del modelo brindada por la plataforma SIMULACIONES 2.0, donde se observa el curso principal y los cursos secundarios en el valle aluvial.

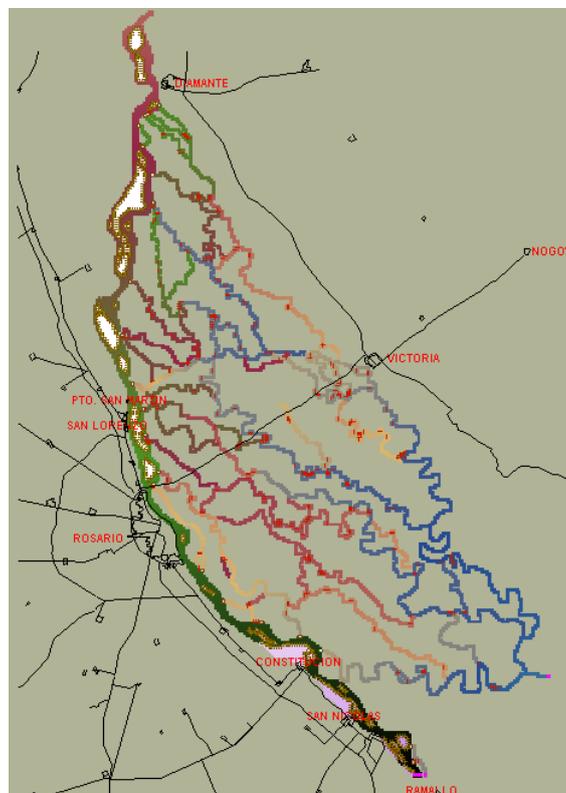


Figura 3.- Visualización de la constitución del modelo matemático.

Las condiciones de borde fueron determinadas por el hidrograma entrante en el contorno aguas arriba y leyes altura-caudal en el contorno aguas abajo. Estas condiciones de borde se determinaron a partir de los aforos realizados por la empresa EVARSA en la denominada Estación Timbúes.

A los efectos del ingreso de caudales por las dos celdas de discretización en el contorno aguas arriba, el hidrograma entrante fue dividido en dos, resultando dos hidrogramas, que sumados dan el caudal total que ingresa en el modelo. Esta condición fue impuesta en las dos celdas, sobre el cauce principal, en el contorno aguas arriba al norte de la ciudad de Diamante. No se consideraron como entrada las precipitaciones, ya que, al simularse solamente el flujo encauzado en el cauce principal, el volumen aportado por la lluvia que cae sobre el mismo no tiene influencia significativa en las variables de flujo. Sin embargo, cuando se incorpore la totalidad del valle de inundación, la lluvia local sobre las cuencas interiores que forman los cursos secundarios del valle será tenida en cuenta, ya que, dada la magnitud de las superficies involucradas, éstas incidirán considerablemente en la evolución de caudales en dichos cursos. En la Figura 4 se presentan los hidrogramas de entrada, para los años hidrológicos 1968 y 1994, correspondientes a aguas bajas y aguas medias, respectivamente.

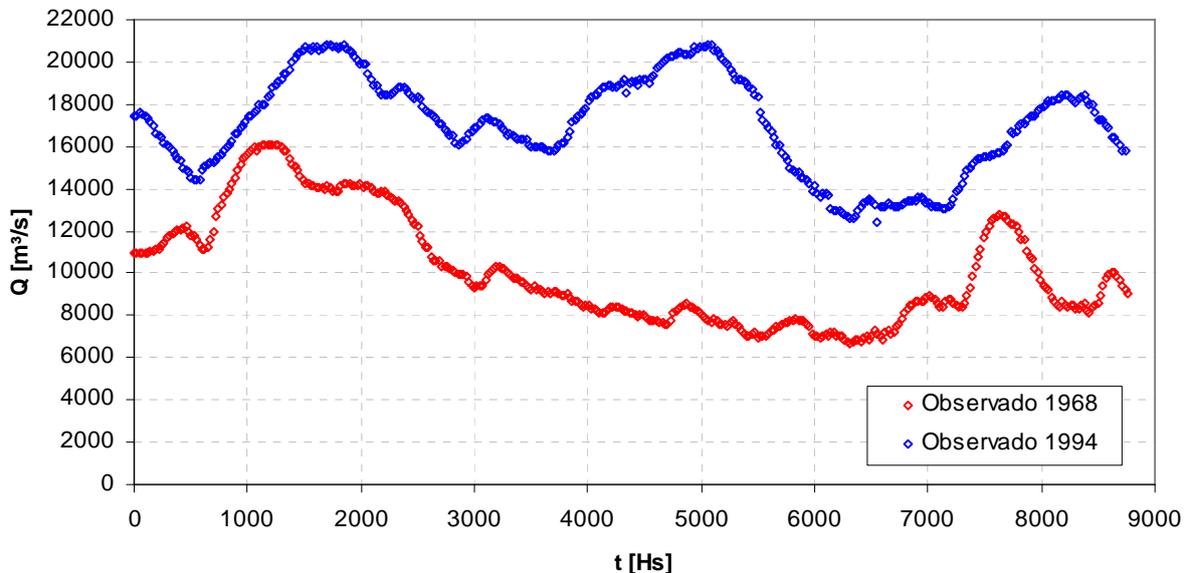


Figura 4.- Hidrogramas de entrada para los años hidrológicos de 1968 (aguas bajas) y 1994 (aguas medias).

Los contornos aguas abajo están conformados por tres curvas altura-caudal construidas en función de las características morfológicas de las secciones. La primera de ellas se especifica en el borde aguas abajo del sistema de cursos secundarios sobre el valle aluvial, que involucra la descarga de una celda, constituyendo la salida del escurrimiento sobre el valle. La segunda ley está especificada en un ramal del cauce principal, sobre una celda contigua a las de éste. La tercera ley altura-caudal es especificada a las cuatro celdas de salida sobre el cauce principal. En la Figura 5 se presentan las leyes altura-caudal utilizadas en el modelo. La nube de puntos en dicha figura representan las alturas observadas en la Estación de San Nicolás contrastadas con los caudales registrados.

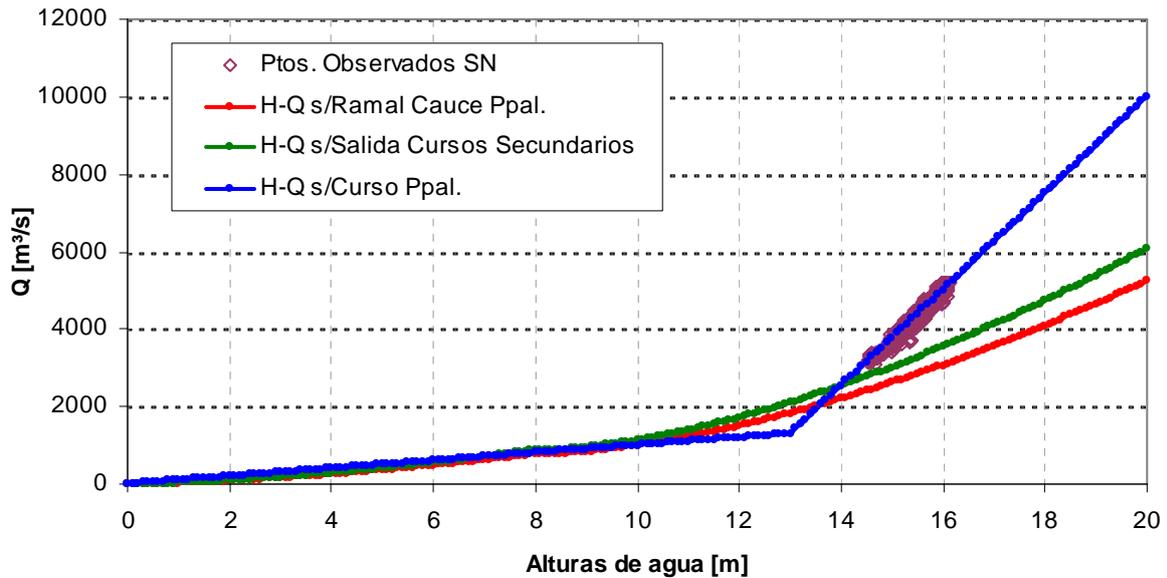


Figura 5.- Leyes altura-caudal en contornos aguas abajo del modelo.

Se realizaron corridas preliminares con caudales constantes para controlar la conectividad entre celdas y el correcto funcionamiento del modelo. En primera instancia se determinaron las curvas altura-caudal correspondientes a las condiciones de borde en el extremo aguas abajo tal como se describió anteriormente. Luego se partió con un nivel hídrico igual a cero en todas las celdas y se ingresó en el sistema el caudal en el extremo aguas arriba y el modelo se hizo correr hasta que las alturas de agua en cada celda se estabilizaron.

A los efectos de analizar el comportamiento dinámico del sistema, solamente con flujo encauzado, se consideraron hidrogramas de crecidas que no generaron transferencia de agua desde el curso principal y desde los cursos secundarios hacia la planicie. Tales eventos fueron caracterizados por aguas bajas y medias. Para aguas bajas se consideró el hidrograma del año 1968 (año mínimo) y para aguas medias se consideró el hidrograma correspondiente al año 1994 (año medio), el cual representa el hidrograma real que menos se desvía del hidrograma medio estadístico correspondiente al período 1967-1996.

Para tales eventos se realizaron diversas corridas de calibración y se ajustaron los coeficientes de rugosidad de Manning de las celdas. Los valores obtenidos variaron entre 0,033-0,040 $s/m^{1/3}$. Por otra parte, se consideraron distintos coeficientes de gasto en los vertederos que simulan las vinculaciones existentes entre las celdas del cauce principal y las celdas de los cursos secundarios que drenan el valle aluvial, los mismos variaron entre 0,2 y 0,5 en función de la incidencia del flujo de agua del cauce principal sobre los mismos.

El intervalo temporal utilizado en las simulaciones fue escalonado, comenzando con un $\Delta t = 10$ s hasta los 3600 s de modelación, luego de $\Delta t = 30$ s hasta los 7200 s, de $\Delta t = 60$ s hasta los 1728000 s (480 horas), y finalmente de $\Delta t = 360$ s para el resto de la modelación hasta las 8880 horas, que cumple el tiempo de modelación total de un año. El tiempo real que insumió cada simulación de un año hidrológico, para estos intervalos de tiempo utilizados, fue aproximadamente de 2 horas en un equipo Pentium 4 con CPU 3.2 GHz y 1 GB de RAM.

EVALUACIÓN DE RESULTADOS

Los resultados de las simulaciones realizadas con caudal constante evidenciaron los patrones de escurrimiento del agua en los cursos secundarios dentro del valle aluvial. El agua ingresa por los cursos secundarios cuando el nivel hídrico en el cauce principal supera la cota de fondo de los mismos en correspondencia de la vinculación cauce-planicie. Las principales entradas a la zona de la planicie se dan en el curso de la vieja Ruta de la balsa Rosario-Victoria y el río Pavón al sur de la planicie. A partir de allí, el agua va alimentando los cursos interiores y se distribuye en la red hidrográfica del valle. En la Figura 6 se presenta una visualización que realiza la plataforma computacional, donde se observan las alturas de agua en el curso principal y en los cursos secundarios que surcan el valle.

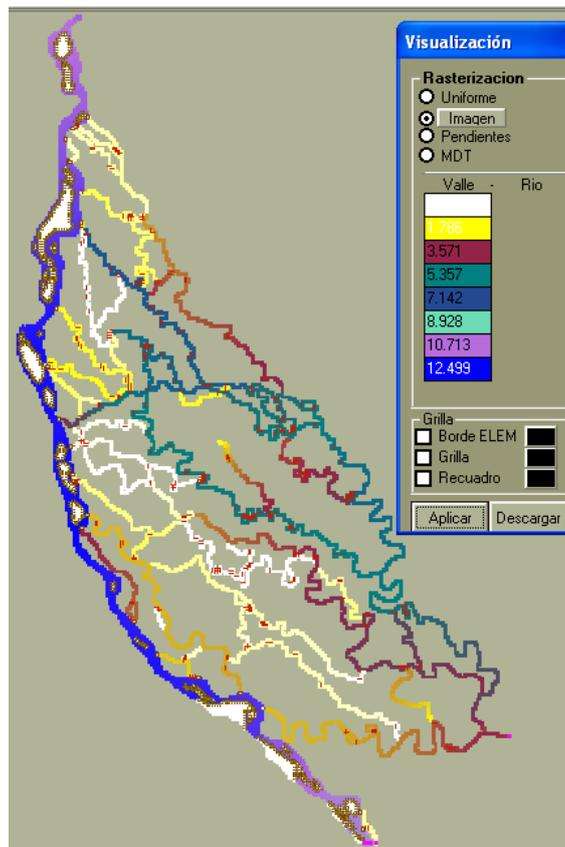


Figura 6.- Alturas de agua en curso principal y cursos secundarios en valle de inundación.

Dentro del valle aluvial, hacia el sur, se observa que existe una tendencia de mayor escurrimiento en los cursos sobre la margen izquierda de la planicie, la cual es una zona de bajos importantes y lagunas permanentes, las cuales ocupan la denominada llanura de activación temporaria. Las simulaciones muestran que el modelo describe adecuadamente la dinámica hídrica del flujo encauzado en el valle.

Con respecto a las modelaciones para aguas bajas y aguas medias, la calibración consistió en lograr que los limnigramas calculados reproduzcan los correspondientes limnigramas observados en diferentes secciones a lo largo del curso principal. Los coeficientes de rugosidad variaron en un rango limitado y los valores obtenidos son físicamente plausibles. Asimismo, se asignaron valores verosímiles a los coeficientes de gasto en las uniones tipo vertedero.

Algunos de los resultados de las modelaciones para aguas bajas se presentan en las Figuras 7, 8 y 9, donde se muestran las comparaciones entre los limnigramas calculados y observados en Puerto San Martín, Rosario y San Nicolás, respectivamente. Para la comparación, se utilizaron los datos de niveles hidrométricos diarios del río Paraná registrados en las escalas hidrométricas correspondientes a las citadas estaciones de medición.

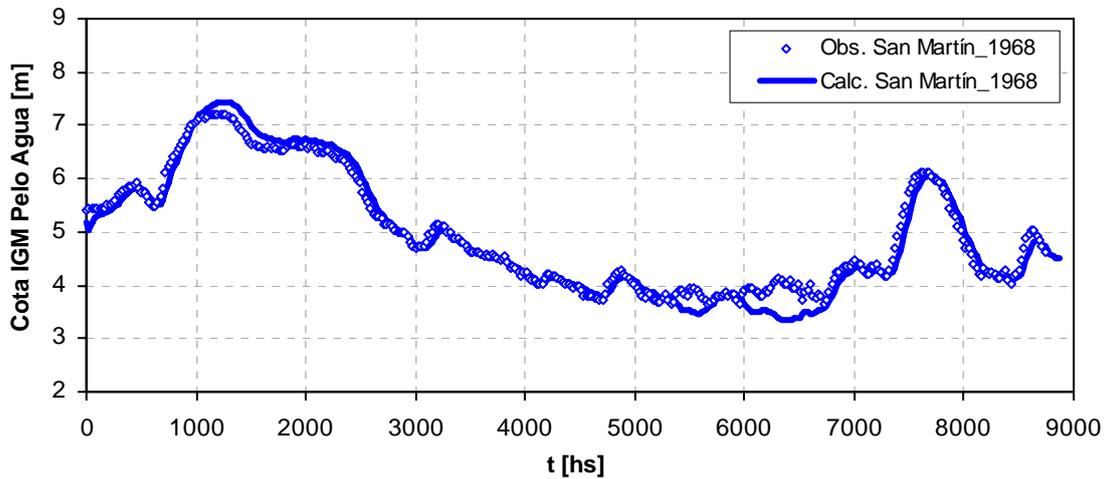


Figura 7.- Comparación de limnigrama calculado y observado en San Martín, para aguas bajas, año 1968.

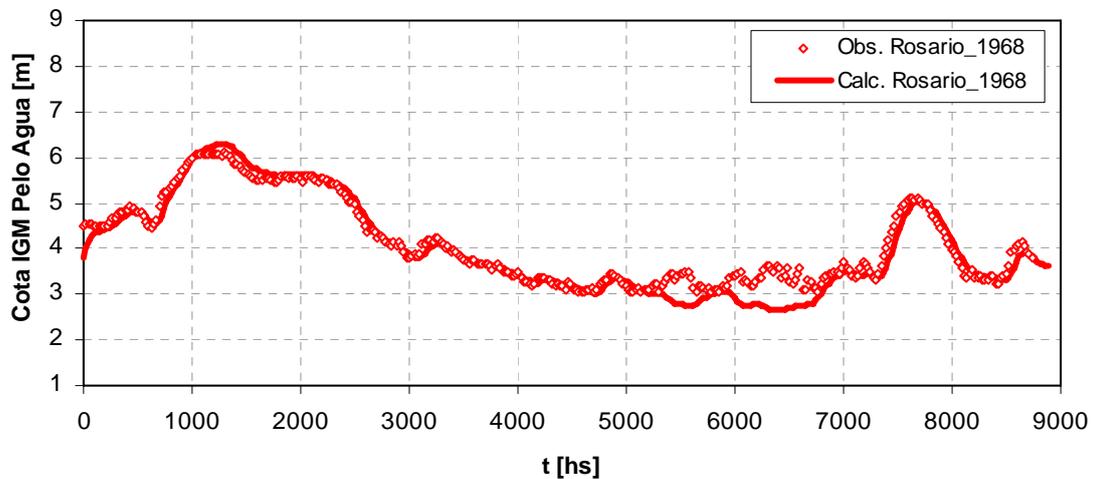


Figura 8.- Comparación de limnigrama calculado y observado en Rosario, para aguas bajas, año 1968.

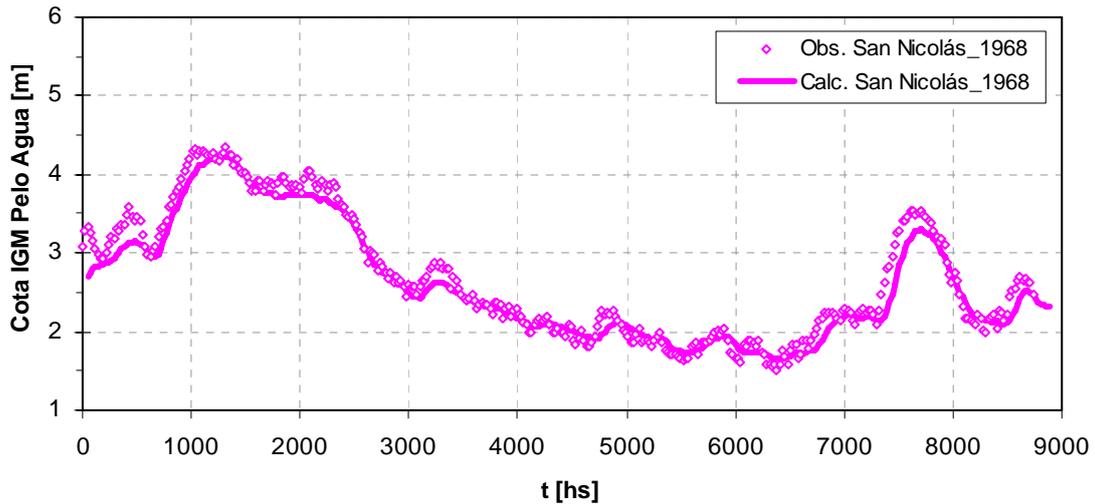


Figura 9.- Comparación de limnigrama calculado y observado en San Nicolás, para aguas bajas, año 1968.

Algunos de los resultados de las modelaciones para aguas medias se presentan en las Figuras 10, 11 y 12, donde se muestran las comparaciones entre los limnigramas calculados y observados en Puerto San Martín, Rosario y San Nicolás.

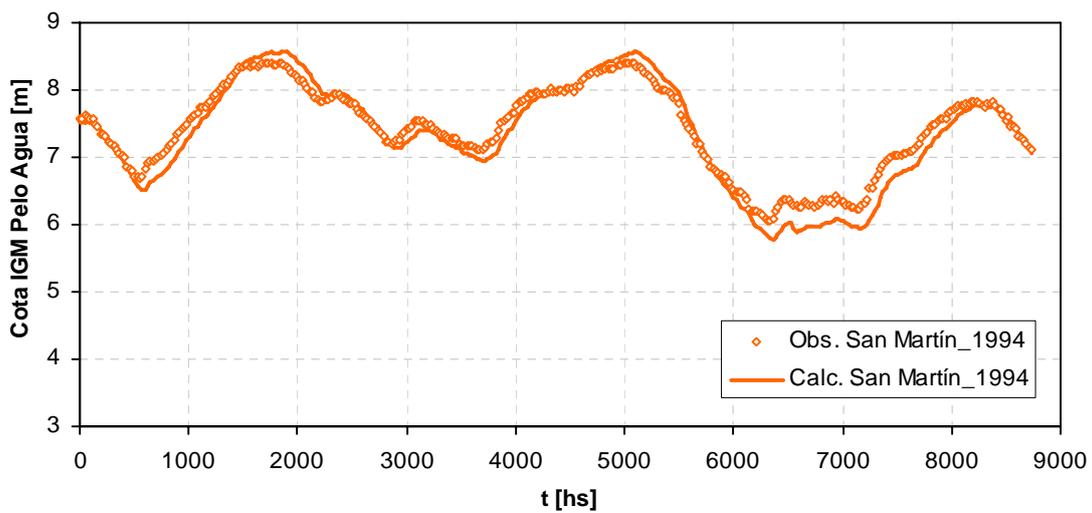


Figura 10.- Comparación de limnigrama calculado y observado en San Martín, para aguas medias, año 1994.

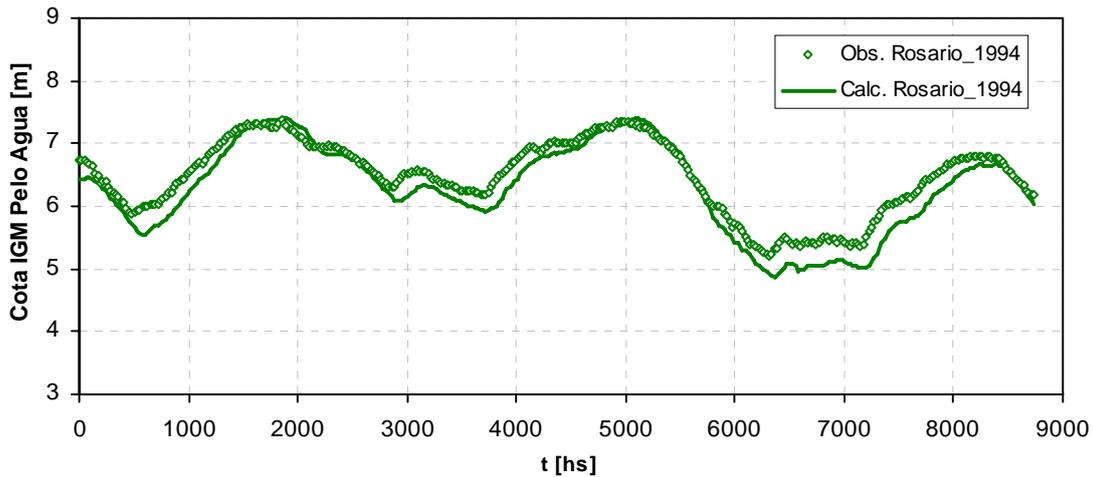


Figura 11.- Comparación de limnigrama calculado y observado en Rosario, para aguas medias, año 1994.

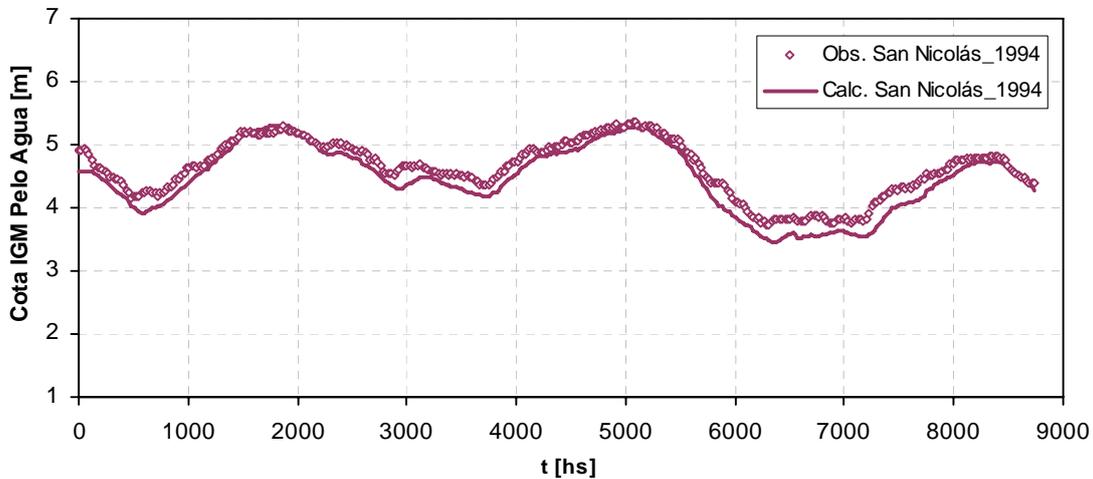


Figura 12.- Comparación de limnigrama calculado y observado en San Nicolás, para aguas medias, año 1994.

Los ajustes logrados son muy satisfactorios, verificándose errores promedios entre los limnigramas calculados y observados que varían entre el 2–6 %.

Sin embargo, para evaluar la eficiencia de los resultados de las modelaciones con mayor rigurosidad, se utilizó el coeficiente de Nash-Sutcliffe (1970), definido en función del nivel de agua en el curso principal como:

$$E = 1 - \frac{\sum_{t=1}^T (H_0^t - H_m^t)^2}{\sum_{t=1}^T (H_0^t - \bar{H}_0)^2} \quad (6)$$

Este coeficiente puede variar en un rango desde $-\infty$ a 1. Una eficiencia de 1 ($E=1$) corresponde a un ajuste perfecto entre niveles calculados y observados. Una eficiencia de 0 ($E=0$) indica que las predicciones del modelo son tan precisas como la media de los datos observados, mientras que una eficiencia negativa ($-\infty < E < 0$) ocurre cuando la media observada

es mejor que la predicción del modelo. En definitiva, cuando el coeficiente E más se acerca a la unidad, mejor es la concordancia entre valores calculados y observados.

En la Tabla 1 se presenta el coeficiente de Nash-Sutcliffe, para las distintas secciones de comparación, correspondiente a los años hidrológicos 1994 (año de aguas medias) y 1968 (año de aguas bajas).

Tabla 1.- Resumen de coeficientes de Nash-Sutcliffe.

Estación	Aguas Medias (Año 1994)	Aguas Bajas (Año 1968)
Puerto San Martín	0.91	0.96
Rosario	0.81	0.92
San Nicolás	0.81	0.96

El ajuste logrado es muy satisfactorio. Se observa una ligera disminución de E para aguas medias, que no resulta significativa.

CONCLUSIONES

Se implementó y aplicó el modelo CTSS8 para simular la hidrodinámica del sistema cauce-planicie de inundación en un tramo de 200 Km del río Paraná entre Diamante y Ramallo, que comprende el cauce principal y el valle aluvial. Simulándose numéricamente condiciones de aguas bajas y medias. El modelo hidrológico-hidráulico aplicado representa satisfactoriamente la dinámica del flujo encauzado en el sistema cauce-planicie del tramo estudiado. Asimismo el modelo resulta ser altamente eficiente en cuanto a la representación de las alturas del pelo de agua sobre el cauce principal.

A los efectos de analizar el funcionamiento hidráulico del sistema en aguas altas es necesario activar el resto de las celdas del valle aluvial para flujo no encauzado. Asimismo, se deben considerar, las obras de infraestructura vial construidas recientemente y que atraviesan completamente el valle del río Paraná en la zona modelada (conexión física Rosario-Victoria). Por lo tanto, debe incorporarse en el modelo el terraplén y los puentes de la conexión, para analizar el comportamiento actual del sistema, particularmente en condiciones de aguas altas.

LISTA DE SÍMBOLOS

- A_{Si} : área mojada superficial en la celda i [m^2]
- $At_{k,i}$: área transversal de la vinculación entre las celdas k e i [m^2]
- b: longitud del vertedero [m]
- H_0 : cota del pelo de agua observada [m]
- $\overline{H_0}$: media de las cotas del pelo de agua observadas [m]
- H_m : cota del pelo de agua calculada [m]
- $K_{k,i}$: factor de conducción [m^3/s]
- $P_{i(t)}$: lluvia, intercepción, almacenamiento superficial, infiltración e intercambio externo de caudales en la celda i [m^3/s]
- $Q_{k,i}$: caudal intercambiado entre las celdas k e i [m^3/s]
- Q_m : caudal calculado [m^3/s]
- $R_{k,i}$: radio hidráulico de la vinculación entre las celdas k e i [m]

- $S_{0\ k,i}$: pendiente longitudinal de la vinculación entre las celdas k e i
t: tiempo [s]
 z_i : nivel de agua en la celda i [m]
 z_k : nivel de agua en la celda k [m]
 z_w : cota de la cresta del vertedero [m]
 $\Delta x_{k,i}$: distancia entre centros de celdas k e i [m]
 η : coeficiente de rugosidad de Manning [$s/m^{1/3}$]
 μ_1 : coeficiente de descarga de vertedero libre
 μ_2 : coeficiente de descarga de vertedero ahogado

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Asselman, N.E.M. y Middlekoop, H.**, (1995). "Floodplain sedimentation: quantities, patterns and processes". *Earth Surface Processes and Landforms* 20 (6), pp. 481–499.
- Basile, P.A. y Riccardi, G.A.**, (2002). "A Quasi-2D Hydro-Morphological Mathematical Model: An Application to the Argentinean Paraná River". *International Journal of Sediment Research*, 17 (1), 20-30.
- Bates, P.D. y De Roo, A.P.J.**, (2000). "A simple raster-based model for flood inundation simulation". *Journal of Hydrology* 236, pp. 54-77.
- Bates, P.D., Stewart, M.D., Desitter, A., Anderson, M.G., Renaud, J.P. y Smith, J.A.**, (2000). "Numerical simulation of floodplain hydrology". *Water Resources Research* 36, pp. 2517-2530.
- Bates, P.D.; Wilson, M.D.; Horritt, M.S.; Mason, D.C.; Holden, N. y Currie, A.**, (2006). "Reach scale floodplain inundation dynamics observed using airborne synthetic aperture radar imagery: Data analysis and modeling". *Journal of Hydrology* 328, Issues 1-2, pp. 306-318.
- Chow, V.T.** (1994). *Hidráulica de los Canales Abiertos*. McGraw-Hill Interamericana, Colombia.
- Cunge, J.A.** (1975). "Two Dimensional Modelling of Flood Plains". *Cap. 17 Unsteady flow in open channels* (Ed. K. Mahmood and V. Yevjevich). Water Resources Publ., Fort Collins.
- Cunge, J.A.; Holly, F.M. y Verwey, A.** (1980). *Practical Aspects of Computational River Hydraulics*. Pitman Publishing Limited, Londres.
- Feldhaus, R.; Höttges, J.; Brockhaus T. y Rouvé, G.**, (1992). "Finite element simulation of flow and pollution transport applied to a part of the River Rhine". In: Falconer, R.A., Shiono, K., Matthews, R.G.S. (Eds.) *Hydraulic and Environment Modelling; Estuarine and River Waters*. Ashgate Publishing, Aldershot, pp. 323-334.
- Helmiö, T.**, (2002). "Unsteady 1D flow model of compound channel with vegetated floodplains". *Journal of Hydrology* 269, Issues 1-2, pp. 89-99.

Horrit, M.S. y Bates, P.D., (2002). “Evaluation of 1D and 2D Numerical Models for Predicting River Flood Inundation”. *Journal of Hydrology*, 268, 87-99.

Nash, J.E. y Sutcliffe, J.V., (1970). “River flow forecasting through conceptual models Part I: A discussion of principles”. *Journal of Hydrology* 10 (3), 282-290.

Nicholas, A.P. y Walling, D.E., (1996). “The significance of particle aggregation in the overbank deposition of suspended sediment on river floodplains”. *Journal of Hydrology* 186, Issues 1-4, pp. 275-293.

Nicholas, A.P. y Walling, D.E., (1997). “Modelling flood hydraulics and overbank deposition on river floodplains”. *Earth Surface Processes and Landforms*, Vol. 22, pp. 59-77.

Nicholas, A.P. y McLelland, S.J., (2004). “Computational Fluid Dynamics modelling of three-dimensional processes on natural floodplains”. *Journal of Hydraulic Research* 42, pp. 131-143.

Nicholas, A.P.; Walling, D.E.; Sweet, R.J. y Fang, X., (2006). “New strategies for upscaling high-resolution flow and overbank sedimentation models to quantify floodplain sediment storage at the catchment scale”. *Journal of Hydrology* 329, Issues 3-4, pp. 577-594.

Penning-Rowsell, E.C. y Tunstall, S.M., (1996). “Risks and resources: defining and managing the floodplain”. In: Anderson, M.G., Walling, D.E., Bates, P.D. (Eds.) *Floodplain Processes*. Wiley, Chichester, pp. 493-533.

Riccardi, G.A. (1997). “The Mathematical Modelling for the Delimitation of Inundation Risk Zones”. *Sustainability of Water Resources Under Increasing Uncertainty. IAHS Publication N° 240*, ISSN 0144-7815, Wallingford, pp.127-136.

Riccardi, G.A., (2000). “Un Sistema de Simulación Hidrológica-Hidráulica cuasi-2D multicapa para ambientes rurales y urbanos”. *Tesis Doctoral, FCEFyN, UNC, Córdoba*.

Stenta, H.; Rentería, J.P. y Riccardi, G.A., (2005). “Plataforma computacional para gestión de información en la simulación hidrológica-hidráulica del escurrimiento superficial”. *XX Congreso Nacional del Agua, Mendoza. CONAGUA 2005. CD-Rom ISBN: 9872214301*.

Stewart, M.D.; Bates, P.D.; Anderson, M.G.; Price, D.A. y Burt, T.P., (1999). “Modelling flood in hydrologically complex lowland river reaches”. *Journal of Hydrology* 223, 85-106.

Werner, M.G.F., Hunter, N.M., Bates, P.D. (2005). “Identifiability of distributed floodplain roughness values in flood extent estimation”. *Journal of Hydrology* 314, pp. 139-157.

Wilson, C.A.M.E.; Yagci, O.; Rauch, H.P. y Olsen, N.R.B. (2006). “3D numerical modelling of a willow vegetated river/floodplain system”. *Journal of Hydrology* 327, Issues 1-2, pp. 13-21.