

MODELACIÓN DE LA DISTRIBUCIÓN LATERAL DE VELOCIDADES EN CAUCES NATURALES –CASO ALTO RÍO PARANA

Juan F. Weber^{1,2} y Leticia Tarrab³

¹ Departamento de Hidráulica, F.C.E.F.yN. Universidad Nacional de Córdoba – Av. Vélez Sarsfield 1601 – Ciudad Universitaria – C.P. 5000 – Córdoba, Argentina – e-mail: jweber@efn.uncor.edu

² Departamento de Ingeniería Civil, Facultad Regional Córdoba, Universidad Tecnológica Nacional – Maestro Torres esq. Cruz Roja – Ciudad Universitaria – C.P. 5000 – Córdoba, Argentina

³ CIRSA – Centro de Investigaciones de la Región Semiárida – Instituto Nacional del Agua (INA) - Av. Ambrosio Olmos 1142 – C.P. 5000 – Córdoba, Argentina – e-mail: leticiatarrab@argentina.com

Palabras clave: hidrodinámica, distribución de velocidades, flujo en canales naturales.

Resumen. *En este trabajo se presentan los resultados de la utilización de tres modelos para la predicción de la distribución lateral de velocidades en cauces naturales en tres secciones de aforo implementadas en el alto río Paraná, por el Ministerio de Obras Públicas a inicios de la década del '70. El modelo analítico utilizado es el modelo de Shiono y Knight (1988) el cual predice la distribución lateral de velocidades, promediadas en la vertical, para cauces a régimen permanente y uniforme. Este modelo surge de la aplicación de la ecuación de momentum en la dirección de flujo en conjunto con la ecuación de continuidad. El modelo de turbulencia empleado es el de la viscosidad de torbellino de Boussinesq. Se presentan los valores calibrados de los parámetros (λ y f), obteniéndose a su vez una relación semiempírica entre el factor de fricción f y la profundidad de flujo. El segundo modelo considerado es el modelo HEC-RAS, el cual es un modelo unidimensional que a través de una formulación simple estima la distribución lateral de flujo. El último modelo considerado es el RMA2, que resuelve las ecuaciones de aguas poco profundas (shallow water equations) a través del método de los elementos finitos, utilizando el mismo modelo de turbulencia que la solución analítica antes descripta. Se analizan los resultados obtenidos, mostrándose el desempeño de los modelos en la estimación de la distribución del flujo.*

1 INTRODUCCIÓN

Los estudios de ingeniería hidráulica relacionados con crecidas requieren usualmente conocer la distribución lateral de velocidades en canales de sección compuesta, constituidos por un cauce principal y planicies de inundación.

Los modelos numéricos hidrodinámicos bidimensionales (como por ejemplo el programa RMA2, del U.S. Army Corps of Engineers) son considerados como modelos teóricos apropiados para resolver este problema.

De todos modos, como en la mayoría de las aplicaciones la escala longitudinal de variación del flujo es mucho mayor a la escala lateral (dada por el ancho de flujo), las variaciones longitudinales y laterales de flujo son calculadas independientemente. Las primeras, a través de los modelos hidrodinámicos unidimensionales basados en las ecuaciones de Saint – Vénant; en tanto que las segundas, a través de los modelos 1D de distribución lateral.

En el presente trabajo se aplican tres modelos para la predicción de la distribución lateral de velocidades en dos estaciones del Alto Río Paraná: un modelo analítico, un modelo unidimensional y otro bidimensional en elementos finitos.

2 CASOS DE ESTUDIO

En el año 1969, por iniciativa del Departamento de Estudios y Proyectos de la Comisión Nacional de la Cuenca del Plata (CONCAP) se celebró un convenio tripartito entre la misma y la Dirección Nacional de Construcciones Portuarias y Vías Navegables (DNCPyVN) y la empresa Agua y Energía Eléctrica (AyEE). Entre sus objetivos constaba llevar a cabo un plan sistemático de relevamientos hidrológicos y sedimentológicos en los tramos argentinos de los ríos Paraná, Uruguay y Paraguay². Estos relevamientos se materializaron a través de tres estaciones de aforos establecidas sobre el Alto Paraná, de las cuales dos fueron utilizadas como base de datos experimental para el desarrollo de este trabajo (Figura 1).

2.1 Características del río Paraná en el tramo aforado

El río Paraná se encuentra en el sistema fluvial de la Cuenca del Plata, uno de los mayores del mundo, con una superficie de 3,2 millones de km². El tramo del Alto Paraná entre la desembocadura del río Iguazú (km 1928) y Posadas (km 1583), de 345 km de longitud (en el que se localizan los dos perfiles de aforo en cuestión), tiene características que difieren completamente de las de todos los demás tramos argentinos del mismo. Describe una serie de amplios meandros de muchos kilómetros de longitud cada uno y recibe las aguas de gran cantidad de afluentes en ambas márgenes. El río con cauce único se encuentra muy encajonado, sus profundidades varían entre 13 y 55 m en el tramo superior, disminuyendo las mismas en el tramo inferior (entre Corpus y Posadas) de 2,5 a 24 m. El ancho del río en el nivel de aguas medias varía entre 200 y 2000 m. Las pendientes de las aguas medias varían entre 0,045 y 0,10 m/km y la velocidades medias superficiales de las mismas se encuentran comprendidas entre 4,2 y 6 km/h.

Los dos perfiles de aforo considerados fueron ubicados y levantados entre los días 17 y 25

de marzo de 1970 por sondas ecógrafas y relacionados altiméricamente con los ceros de las escalas hidrométricas.



Figura 1. Ubicación geográfica de las estaciones de aforo.

2.2 Estaciones de aforo

El perfil de Pto. Libertad está ubicado en el km 1881, a 1100 metros aguas arriba de Puerto Libertad donde el río presenta un tramo recto y sin perturbaciones excesivas. Se realizaron cinco verticales en la sección transversal del cauce del río y cuatro más cuando la altura del agua superaba ciertos valores. Además se seleccionó una vertical sobre cada margen donde se hicieron observaciones puntuales a 0,6 de la profundidad en todos los estados del río.

El perfil de Eldorado se encuentra en el km 1808, a 1,8 km aguas arriba de la escala hidrométrica de Eldorado en tramo recto y sin remansos. Se eligieron seis verticales en la sección transversal del cauce del río y dos más cuando la altura del agua superó ciertos valores de crecida; además en las dos estaciones se agregó sobre cada margen del río dos verticales más donde se hicieron observaciones a 0,6 de la profundidad en todos los estados del río.

En la Figura 2 se muestran las secciones transversales consideradas para las estaciones antes descritas, con la numeración de los tramos utilizada.

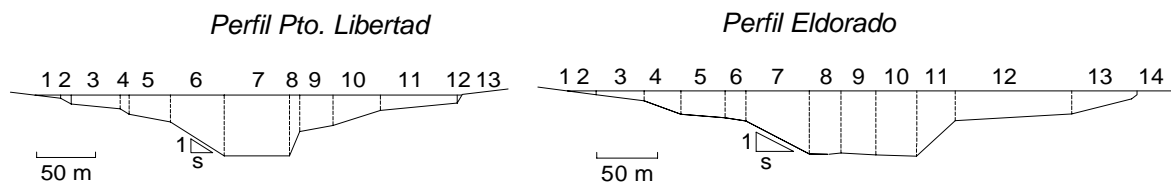


Figura 2. Sección topográfica en la estaciones de aforo

3 DATOS EXPERIMENTALES

Los trabajos de campaña (aforos de líquidos y sólidos) fueron realizados por la DNCPyVN, entre el mes de Junio de 1970 y marzo de 1971.

Las normas generales para la medición de los caudales líquidos fueron establecidas teniendo en cuenta lo especificado por la Organización Meteorológica Mundial de las Naciones Unidas. Las mediciones de velocidades fueron realizadas a 0,2, 0,6 y 0,8 de profundidad en las verticales, mientras que en las cercanías de las márgenes se realizaron a 0,6 de profundidad. Además se hicieron lecturas de escala diarias al iniciar y al finalizar los aforos. En total se realizaron 115 aforos en Pto. Libertad y 119 en Eldorado de los cuales solo 11 y 7 se realizaron régimen estrictamente estacionario respectivamente, siendo éstos los de mayor interés a la hora de aplicar la metodología descripta.

Los aforos considerados estacionarios o casi estacionarios (con diferencias de lecturas inicial y final menores a 5 cm en un día) fueron digitalizados y clasificados convenientemente, lo que dio como resultado un total de 47 aforos, 21 en Puerto Libertad y 26 en Eldorado. De éstos, se seleccionaron 4 aforos por estación para la aplicación de los modelos antes descriptos. En la Tabla 1 se detallan los 4 casos considerados para su estudio con sus correspondientes tirantes y caudales. En la Figura 3 se pueden observar los perfiles de velocidad correspondientes a los casos en cada estación.

Tabla 1 : Casos de aplicación

	Pto Libertad				Eldorado			
	CASO 1	CASO 2	CASO 3	CASO 4	CASO 5	CASO 6	CASO 7	CASO 8
H (m)	35.19	37.26	45.58	50.97	36.18	39.8	40.9	43.48
Q (m ³ /s)	4763.3	5599.2	12016.5	18016.7	4792.9	8035.2	9431.3	11905.7

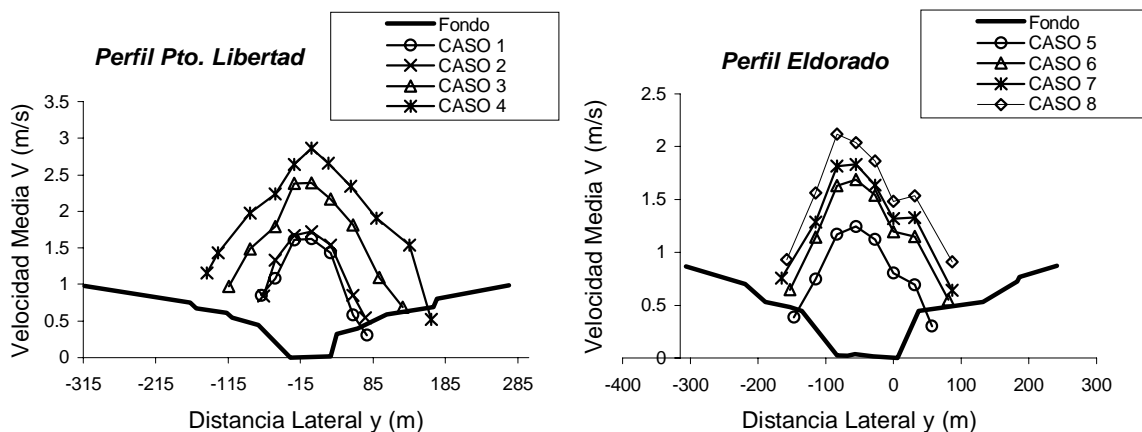


Figura 3. Distribución lateral de velocidades en las estaciones de aforo

4 MODELO ANALÍTICO

4.1 Descripción

Una de las principales limitaciones de los modelos unidimensionales es la imposibilidad que tienen los mismos de considerar las pérdidas energéticas debido a la difusión lateral de cantidad de movimiento. Para poder incluirlas, es necesario plantear un modelo basado en las ecuaciones generales de movimiento o ecuaciones de Navier – Stokes, con las simplificaciones correspondientes. En este caso, es posible obtener una ecuación diferencial que permita predecir la distribución lateral de velocidades en la sección, asumiendo las condiciones de flujo permanente y uniforme y una cierta profundidad de flujo dada. Esta ecuación da lugar al denominado Lateral Distribution Method (LDM). La solución de la ecuación diferencial del LDM puede hacerse en forma numérica o analítica. El primer procedimiento fue propuesto por primera vez por Wark et al^[4]. En el segundo caso, el desarrollo original es debido a Shiono y Knight^[3].

La integración de la ecuación de cantidad de movimiento en la dirección del flujo (ecuación de Navier – Stokes) en combinación con la ecuación de continuidad, para un flujo permanente y uniforme asumiendo como modelo de turbulencia el de la viscosidad de torbellino o de Boussinesq, da lugar a la ecuación diferencial del denominado método de la distribución lateral (LDM):

$$\rho g S_0 Y - \frac{f}{8} \rho V^2 \sqrt{1 + \frac{1}{s^2}} + \frac{d}{dy} \left[\rho \lambda \sqrt{\frac{f}{8}} Y^2 V \frac{\partial V}{\partial y} \right] = 0 \quad (1).$$

en la cual:

ρ : densidad del fluido, g : aceleración de la gravedad, S_0 : pendiente longitudinal del lecho, Y : profundidad de flujo, y : coordenada horizontal medida transversal a la corriente, s : talud lateral, f : coeficiente de fricción de Darcy y λ : viscosidad adimensional de torbellino de Boussinesq.

Shiono y Knight^[3] obtienen las siguientes soluciones analíticas de la ecuación:

Para fondo plano (horizontal) ($s \rightarrow \infty$):

$$V_{(y)} = \sqrt{a_1 e^{\eta y} + b_1 e^{-\eta y} + \frac{8gS_0 Y}{f}} \quad (2).$$

Para fondo lineal (inclinado) ($0 < s < \infty$):

$$V_{(y)} = \sqrt{a_2 Y^\psi + b_2 Y^{-\psi-1} + \omega Y} \quad (3).$$

en estas ecuaciones:

$$\eta = \sqrt{\frac{2}{\lambda} \sqrt{\frac{f}{8}} \frac{1}{Y}} \quad (4).$$

$$\psi = \frac{1}{2} \sqrt{1 + \frac{s\sqrt{1+s^2}}{\lambda} \sqrt{8f}} - \frac{1}{2} \quad (5)$$

$$\omega = \frac{gS_0}{\frac{\sqrt{1+s^2}}{s} \frac{f}{8} - \frac{\lambda}{s^2} \sqrt{\frac{f}{8}}} \quad (6)$$

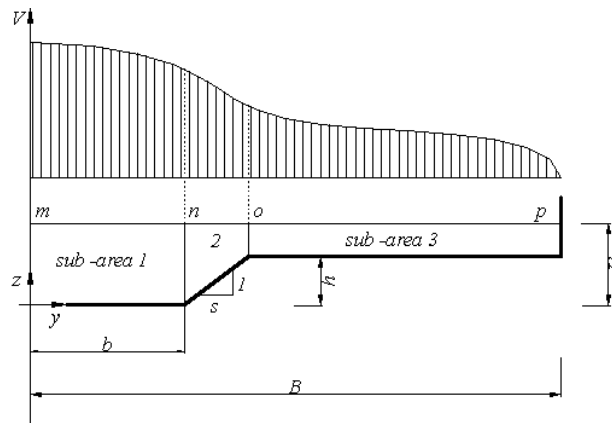


Figura 4. Sección transversal típica de un canal de sección compuesta

En las ecuaciones (2) y (3), los coeficientes a_i y b_i se obtienen al plantear las condiciones de contorno que corresponden a la de no deslizamiento en los contornos rígidos y las de continuidad de la función velocidad en cada cambio de pendiente transversal del fondo, llegando de ese modo a un sistema lineal de ecuaciones que permite calcular los valores de estos coeficientes.

A partir de la ecuación (1), o de las ecuaciones (2) y (3), es posible ver que para un tramo determinado de la sección transversal, el modelo analítico a analizar tiene dos parámetros, uno que pondera la fricción con el contorno fijo (parámetro f) y otro que considera la difusión de momentum (parámetro λ). Estrictamente hablando, el modelo tiene $2n$ parámetros, siendo n el número de tramos rectos en que es posible discretizar la sección transversal. De hecho, se deberán definir, por cada tramo recto, un par de valores λ y f .

4.2 Aplicación y resultados

La implementación del modelo analítico se efectuó siguiendo los lineamientos generales establecidos en trabajos previos^[5]. El código utilizado fue escrito en GNU Octave, el ingreso de los datos se efectuó a través de un archivo de texto que incluye los datos relativos a: topografía, rugosidad, turbulencia y condiciones de borde externas.

La calibración del modelo se efectuó a través de un conjunto de perfiles de velocidad típicos que cubrieran el rango experimental; los valores de λ se mantuvieron constantes en una estación, para distintas profundidades, pero variando lateralmente.

Para la selección de estos valores se consideró que en el canal principal el valor de λ es igual a 0.07^[9]. Se realizó la calibración considerando un rango que variaba desde $\lambda=0.07$ a $\lambda=10$ y se definió un valor de λ para cada tramo que ajustara los perfiles de velocidad para cada estado de las aguas (Tabla 2).

Tabla 2 : Valores calibrados del parámetro λ

Estación	Tramo													
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
Pto.Libertad	5	5	5	5	1	0.07	0.07	0.2	0.2	5	5	5	5	-
Eldorado	1	1	5	5	0.1	0.07	0.07	0.07	0.07	0.1	5	5	5	5

Los valores de f se establecieron como una función de la profundidad de flujo local de la forma:

$$f_i = Y_i^{-k_i} \tag{7}$$

donde f_i es el coeficiente de fricción en el tramo i , Y_i es la profundidad de flujo media en el tramo i , y k_i es una constante que se expresa de la forma:

$$k_i = \alpha + \beta H \tag{8}$$

en la cual α y β son constantes que dependen de la estación considerada y H es la profundidad de flujo máxima en la sección. En la Tabla 3 se presentan los valores de α y β para cada estación.

Tabla 3 : Valores calibrados de los parámetros α y β

Parámetro	Pto Libertad	Eldorado
a	0.418	-0.1705
b	0.0102	0.0235

En el tramo 10 del perfil de aforo de Eldorado (Figura 2) se aumentó el valor del factor de fricción (f) en 2.6 veces, ya que de esta manera el perfil predicho por la solución analítica se ajustaba mejor a los datos experimentales.

En la Figura 5 se pueden ver los resultados de aplicación del modelo analítico en la estaciones de aforo de Pto Libertad y Eldorado respectivamente, en donde se compararan la distribución transversal de velocidades con los datos medidos en los aforos. Se puede observar un buen desempeño del modelo analítico en Pto Libertad, mientras que en Eldorado se observa que para aguas bajas existe una diferencia en las velocidades medias del tramo, a pesar del excesivo aumento de la fricción en ese tramo.

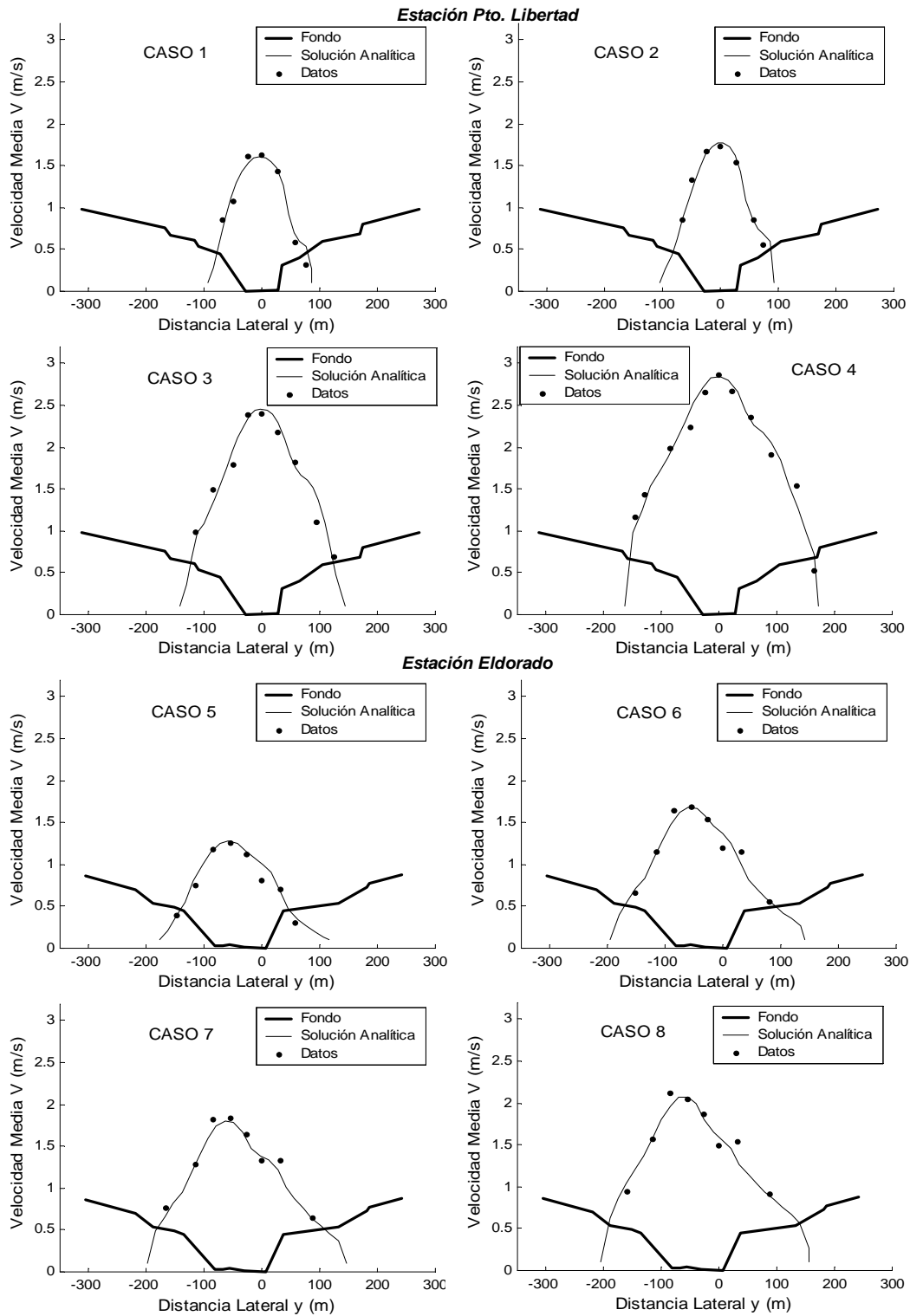


Figura 5. Resultados comparativos de la solución analítica con los datos experimentales

5 MODELO UNIDIMENSIONAL

5.1 Descripción

El modelo unidimensional utilizado se basa en la aplicación de la ecuación de Bernoulli, para el flujo permanente gradualmente variado:

$$Y_2 + Z_2 + \frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} = Y_1 + Z_1 + \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g} + h_e \quad (9)$$

$$h_e = L\bar{S}_f + C \left(\frac{\alpha_1 V_1^2}{2g} - \frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} \right) \quad (10)$$

$$\bar{S}_f = \frac{1}{2} (S_{f1} + S_{f2}) \quad (11)$$

Donde

Y : tirante o profundidad de flujo, Z : cota o elevación del fondo, V : velocidad media en la sección, α : coeficiente de distribución de velocidades o de Coriolis, h_e : pérdidas de energía en el tramo entre las secciones 1 y 2, L : longitud del tramo entre las secciones 1 y 2, S_f : gradiente longitudinal de pérdidas por fricción y C : coeficiente por pérdidas por contracción – expansión

Los subíndices hacen referencia a dos secciones contiguas 1 y 2.

El programa utilizado es HEC – RAS (River Analysis System) del U.S. Army Corps of Engineers^[7], en su versión 3.0 (enero del 2001).

Para el desarrollo del presente trabajo resulta de interés la forma en que el modelo unidimensional estima una distribución lateral de velocidades.

Todas las leyes empíricas de pérdidas de energía utilizadas en hidráulica de canales abiertos pueden ser escritas en la forma:

$$Q = KS_f^{1/2} \quad (12)$$

Donde Q es el caudal, S_f es la pendiente de la línea de energía y K es la conductividad hidráulica que, si se utiliza la ecuación de Manning para estimar pérdidas por fricción, se puede expresar como:

$$K = \frac{AR^{2/3}}{n} \quad (13)$$

Donde A es el área de flujo, R el radio hidráulico y n el coeficiente de rugosidad de Manning.

El usuario debe indicar al programa que desea obtener el perfil transversal de velocidades mediante la opción *Flow Distribution*. En ella, debe indicar el número de puntos en los que

desea obtener los valores de la velocidad promediada en el área de influencia de cada uno de ellos.

Suponiendo conocidos los valores de S_f y el nivel del agua en una sección determinada (los cuales fueron calculados al resolver el perfil de flujo en el problema dado), los pasos que sigue el programa son los siguientes:

- a) Divide el área de flujo en la cantidad de partes definida por el usuario, y luego calcula el área, perímetro mojado, radio hidráulico (área sobre perímetro) y profundidad hidráulica (área sobre ancho superficial) para cada parte.

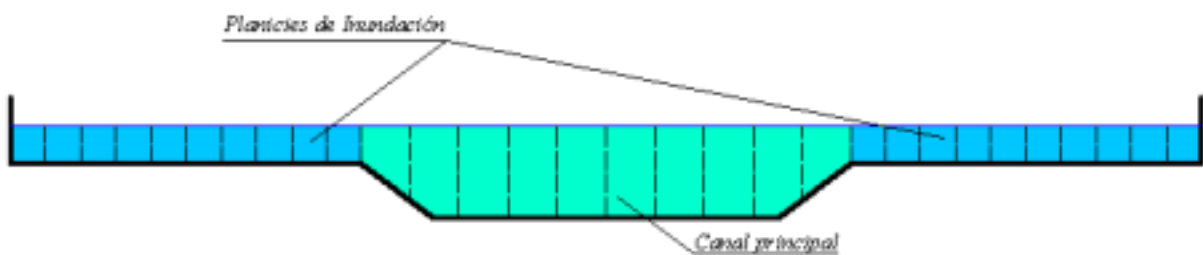


Figura 6. Subdivisión de la sección transversal en HEC – RAS – cada zona se divide en n partes

- b) Con los valores calculados previamente, y el valor del n de Manning correspondiente, calcula la conductividad y el porcentaje de flujo en cada parte.
- c) Suma las conductividades de cada parte. En general, esta suma será distinta a la conductividad de la sección completa. Para corregir esta diferencia, calcula la relación entre la conductividad de la sección completa y la suma de las conductividades parciales. Luego multiplica la conductividad de cada sector por esa relación. Con esa conductividad determina el caudal en cada sector.
- d) Por último, calcula la velocidad media en cada sector como el cociente del caudal parcial antes determinado y el área correspondiente.

Aplicación y resultados

Para la implementación del modelo HEC-RAS, se calculó el valor de n (Manning) en función del valor f , utilizando la siguiente ecuación:

$$n_i = R_i^{\frac{1}{6}} \sqrt{\frac{f_i}{8g}} \quad (14)$$

donde R_i es el radio hidráulico del tramo i , e igual a la profundidad media del tramo; f_i es el factor de fricción en el tramo i y n_i es el coeficiente de Manning en el tramo i .

Al trabajar con el parámetro n , los valores se pueden clasificar en dos grupos, canal principal y planicies de inundación, debido a que este parámetro es menos sensible que f , pudiéndose tomar valores promedio y representativos al mismo tiempo. Esto es de suma utilidad para ingresar los datos al modelo.

En la Figura 7 se pueden observar los perfiles transversales de velocidad estimados por HEC-RAS. El modelo tiene un buen desempeño en aguas bajas (Casos 1 y 2 de Pto Libertad; 5 y 6 de Eldorado), ya que en este estado del río las pérdidas relacionadas a la viscosidad de torbellino (λ) no tienen demasiada influencia en comparación con las pérdidas asociadas a la fricción. Entonces para aguas altas, como HEC-RAS no considera las pérdidas asociadas a λ , sobreestima las velocidades en el cauce principal, y en virtud del principio de conservación de masa, subestima las velocidades en las planicies de inundación. Este comportamiento ya fue observado en trabajos previos^{[5],[6]}.

6 MODELO BIDIMENSIONAL

6.1 Descripción

El modelo bidimensional utilizado se basa en las ecuaciones de aguas poco profundas (shallow water equations), que surgen de la integración en la vertical de las ecuaciones de Reynolds:

$$\frac{\partial h}{\partial t} + h \left(\frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial y} \right) + u \frac{\partial h}{\partial x} + v \frac{\partial h}{\partial y} = 0 \quad (15)$$

$$h \frac{\partial u}{\partial t} + hu \frac{\partial u}{\partial x} + hv \frac{\partial u}{\partial y} - \frac{h}{\rho} \left(E_{xx} \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + E_{xy} \frac{\partial^2 u}{\partial y^2} \right) + gh \left(\frac{\partial a}{\partial x} + \frac{\partial h}{\partial x} \right) + \frac{g \rho n^2}{h^{1/3}} (u^2 + v^2)^{1/2} = (16)$$

$$h \frac{\partial v}{\partial t} + hu \frac{\partial v}{\partial x} + hv \frac{\partial v}{\partial y} - \frac{h}{\rho} \left(E_{yx} \frac{\partial^2 v}{\partial x^2} + E_{yy} \frac{\partial^2 v}{\partial y^2} \right) + gh \left(\frac{\partial a}{\partial y} + \frac{\partial h}{\partial y} \right) + \frac{g \rho n^2}{h^{1/3}} (u^2 + v^2)^{1/2} = (17)$$

La ecuación (15) es la de conservación de masa, en tanto que la (16) y la (17) son las ecuaciones de cantidad de movimiento en las direcciones x e y, respectivamente, donde:

- h Profundidad de flujo
- u, v Componentes de la velocidad en las direcciones cartesianas
- x, y, t Coordenadas cartesianas y tiempo
- ρ Densidad del fluido
- E Coeficiente de viscosidad turbulenta
 - xx : dirección normal al plano xz - yy : dirección normal al plano yz
 - xy e yx : dirección de corte en cada superficie
- g Aceleración de la gravedad
- a Cota del fondo
- n Coeficiente de rugosidad de Manning

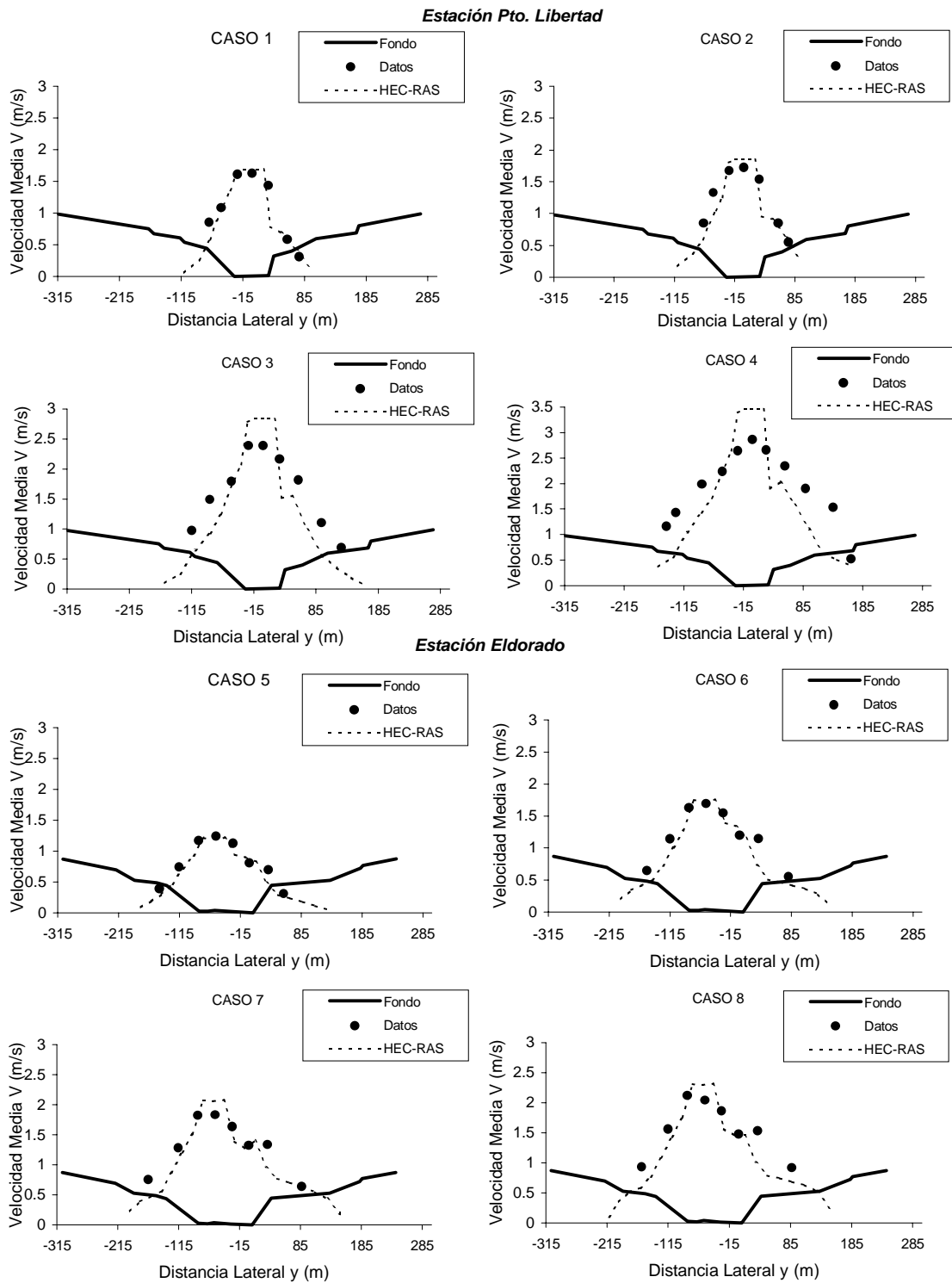


Figura 7. Perfiles de velocidad estimados con HEC-RAS en las estaciones de aforo

El modelo numérico utilizado es el RMA2 desarrollado por el U.S. Army Corps of Engineers – Waterways Experiment Station – Hydraulics Laboratory^[8]. En éste, las ecuaciones (15), (16) y (17) son resueltas por el método de los elementos finitos usando el método de Galerkin de los residuos ponderados. Las funciones de forma son cuadrática para la velocidad y lineal para la profundidad. La integración en el espacio se realiza por integración gaussiana. Las derivadas temporales son reemplazadas por una aproximación no lineal en diferencias finitas. Se asume que las variables varían a lo largo de cada intervalo de tiempo en la forma:

$$f_{(t)} = f_{(0)} + at + bt^c \quad t_0 \leq t < t_0 + \Delta t \quad (18)$$

La cual es derivada respecto del tiempo, y termina en una forma en diferencias finitas. Los parámetros a, b y c son constantes.

La solución es totalmente implícita y el conjunto de ecuaciones simultáneas es resuelto por el método de Newton-Raphson.

6.2 Aplicación y resultados

Las mallas de elementos finitos fueron generadas con el programa GEO^[5], especialmente para cada caso, evitando de este modo la aparición de elementos sometidos a procesos de secado y humedecimiento, que inestabilizan la solución numérica. Las dimensiones de las mallas generadas van desde 3900 elementos y 12053 nodos (caso 1) hasta 6375 elementos y 19478 nodos (caso 8). La longitud del dominio, de geometría prismática, se fijó de modo tal que la relación de aspecto ancho / largo sea un valor mayor a 5.

Los valores del coeficiente de rugosidad de Manning utilizados corresponden a los valores empleados en la aplicación del modelo unidimensional. Los valores de la viscosidad dinámica de torbellino (E) empleados surgieron de la aplicación de la ecuación (19)^[5]:

$$E = \rho\varepsilon = \rho\lambda YV_* = \rho\lambda\sqrt{gS_0}Y^{3/2} \quad (19)$$

En esta ecuación el valor de λ se tomó igual al valor calibrado en la solución analítica, dando valores variables (según el caso) entre 250 y 700 para el cauce principal y entre 870 y 1150 para las márgenes.

En la Figura 8 pueden observarse los perfiles laterales de velocidad predichos por el modelo RMA2 en conjunto con los datos experimentales. En general puede observarse un ajuste aceptable, el cual empeora para los casos 3 y 4, observándose una sistemática sobreestimación de las velocidades en el cauce principal, con la consecuente subestimación de las mismas en las márgenes. Esto puede estar asociado a cierta dificultad en la caracterización de la difusión lateral de *momentum* a través de alguna incertidumbre en los valores de la viscosidad dinámica de torbellino E .

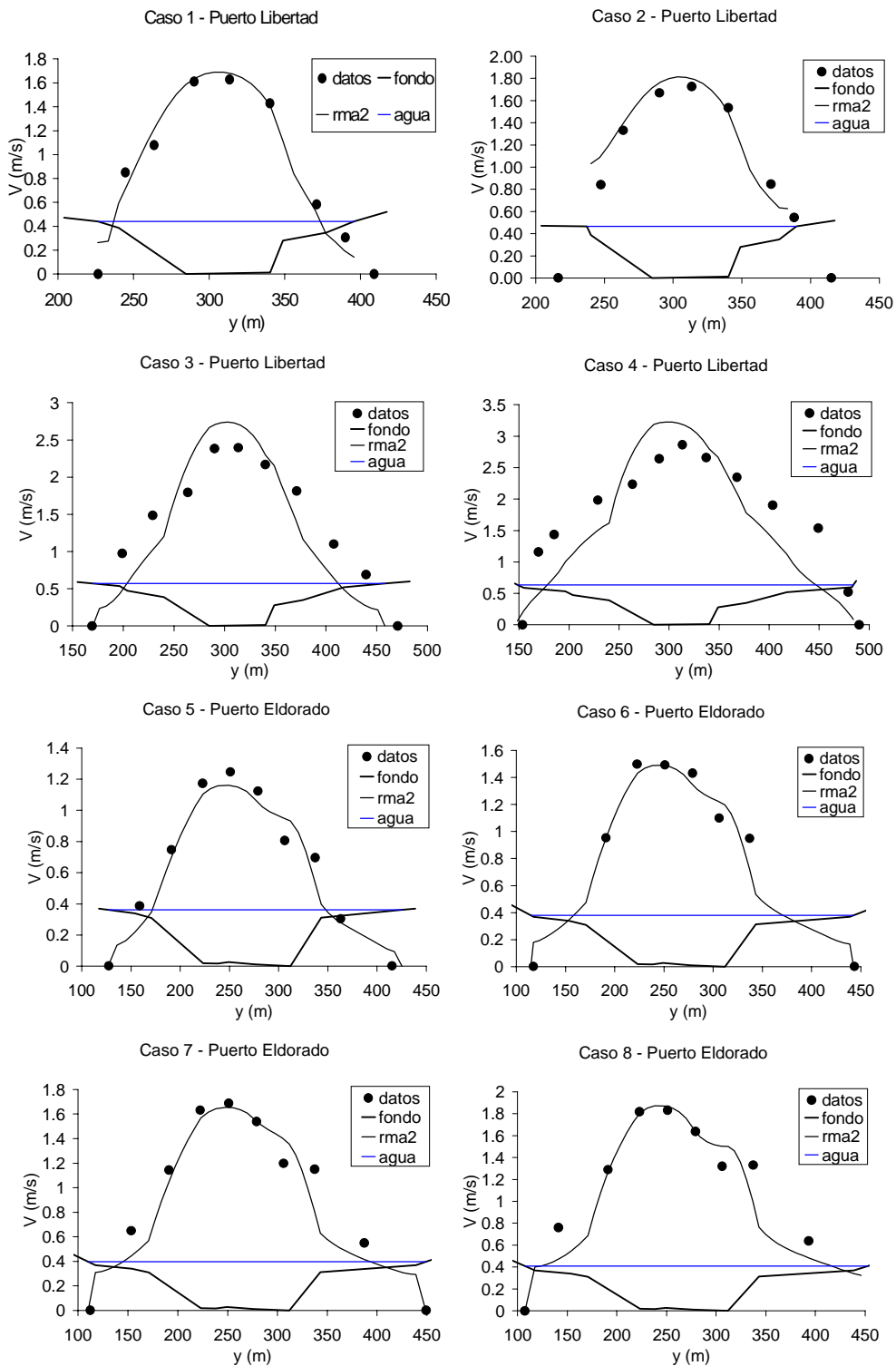


Figura 8. Perfiles de velocidad estimados con RMA2 en las estaciones de aforo

7 CONCLUSIONES

Los perfiles de velocidad relevados en tareas de aforo en el río Paraná han mostrado gran utilidad a la hora de ajustar modelos de distribución lateral de velocidades.

El modelo analítico ha demostrado una gran versatilidad en la predicción de la distribución lateral de velocidades. A través de una simple función de la profundidad, se la logrado reducir el número de parámetros del modelo, fundamentalmente en lo que hace al factor de fricción f .

El modelo unidimensional ha mostrado un comportamiento aceptable desde el punto de vista ingenieril, observándose diferencias en los resultados atribuibles a la ausencia de procesos difusivos en su formulación.

El modelo bidimensional permitió obtener distribuciones laterales de velocidades adecuadas, con ciertas diferencias (en algunos casos) atribuibles a la dificultad en la estimación de la viscosidad dinámica de torbellino E .

8 REFERENCIAS

- [1] M. Hanif Chaudhry, *Open-channel Flow*. Prentice Hall (1993).
- [2] Ministerio de Obras y Servicios Públicos de la República Argentina (MOP), *Estudio hidrológico y sedimentológico del río Alto Paraná: tramo Iguazú-Posadas*. Comisión Nacional de la Cuenca del Plata (CONCAP), Dirección Nacional de Construcciones Portuarias y Vías Navegables (DNCPyVN) y Empresa Nacional de Agua y Energía Eléctrica (AyEE). (1973)
- [3] K. Shiono, D. Knight, "Two-dimensional analytical solution for a compound channel". *Proceedings of 3rd International Symposium on Refined Flow Modelling and Turbulence Measurements*, Tokyo, Japan, July (Ed. Y. Iwasa, N. Tamai y A. Wada), pp. 503-510.(1988)
- [4] J. B. Wark, P. G. Samuels, D. A. Ervine, "A practical method of estimating velocity and discharge in compound channels". *Proceedings of the International Conference on River Flood Hydraulics*, pp. 163-172, Wiley, U.K. (1990)
- [5] J. F. Weber, *Modelación integrada uni y bidimensional de flujo en planicies de inundación*. Tesis de Maestría en Ciencias de la Ingeniería – Mención en Recursos Hídricos - Fac. de Ciencias Exactas, Físicas y Naturales, Universidad Nacional de Córdoba. (2003)
- [6] J. F. Weber, A. N. Menéndez y S. A. Elaskar, "Modelación numérica y comparación de la distribución del flujo a superficie libre en secciones compuestas", *Mecánica Computacional*, Vol. XXI, pp. 476-494. Asociación Argentina de Mecánica Computacional, Santa Fe. (2002)
- [7] Hydrologic Engineering Center (HEC), *HEC – RAS Hydraulic Reference Manual*, U.S. Army Corps of Engineers, Davis, CA. (2001)
- [8] B. P. Donnell (Ed.), *User's Guide to RMA2 WES version 4.3*, U.S. Army Corps of Engineers, Waterways Experiment Station, Hydraulic Laboratory. (1996)
- [9] K. Shiono and D.W. Knight, "Turbulent open-channel flows with variable depth across the channel", *Journal of Fluid Mechanics*, **222**, 617-646 (1991).