



Fig 2 Vórtice de ensudo desarrollándose sobre un río de ancho aproximadamente de 1.3 cm. por 1.6 cm. El intervalo de tiempo es de 0.1 s.



Fig 3 Evento de Barrido generando suspensión de sedimento sobre un río de ancho aproximadamente de 1.3 cm. por 1.6 cm. El intervalo de tiempo es de 0.1 s.



Fig. 4 Evolución temporal del kénio. El tiempo de visión es de 0.1 s. Los tiempos corresponden a los siguientes tiempos medidos después de establecimiento del flujo: 1.8, 2.3, 3.0, 5.0, y 19.0 min. Las "sand-wavelets" emergen sucesivamente.

**VALIDACION EXPERIMENTAL, EN REGIMEN IMPERMANENTE, DE LA MODELACION MORFOLOGICA CUASI-BIDIMENSIONAL**

LUIS E. ESTELLE A. <sup>1</sup>  
 BERNARDO DOMINGUEZ C. <sup>2</sup>  
 RICARDO CORTEZ C. <sup>3</sup>  
 HERNAN ARENAS <sup>4</sup>

Las investigaciones sobre el funcionamiento de los estuarios chilenos desarrollado por el autor (1992, 1993, 1994 y 1995), han concluido con la incorporación del concepto de «tubo de flujo» en la simulación numérica del flujo, transporte sólido y cambios morfológicos de los estuarios fluviales. En este artículo se presentan los principales resultados del programa de validación experimental para flujos impermanentes, similar al que tiene lugar en zonas de estuario, tendiente a ser utilizado tanto para su fase hidrodinámica como morfológica, el modelo numérico "cuasi-bidimensional" desarrollado por los autores.

<sup>1</sup> Profesor Titular - Instituto Nacional de Hidráulica.  
<sup>2</sup> Profesor Titular - P. Universidad Católica de Chile.  
<sup>3</sup> Investigador - Instituto Nacional de Hidráulica.  
<sup>4</sup> Profesor Titular - P. Universidad Católica de Chile

## 1.- GENERALIDADES

Las investigaciones sobre el funcionamiento de los estuarios chilenos desarrollado por los autores, Estellé et al (1992, 1993, 1994 y 1995), han concluido con la incorporación del concepto de «tubo de corriente» en la simulación numérica del flujo, transporte sólido y cambios morfológicos de estas zonas fluviales. En la literatura técnica, esta metodología es utilizada y recomendada por su simplicidad, en centros de investigación de EEUU y Asia - Molinas et al (1986), Song et al (1991), Lee et al (1991) - para simular procesos de erosión y embanque en canales aluviales con geometrías altamente irregulares.

La utilización de la técnica experimental realizada en laboratorios especializados, es ampliamente reconocida como un medio eficaz para validar modelos numéricos. Con el objeto de citar alguno de estos casos, tratados en la literatura técnica, a continuación se mencionan algunos de estos trabajos. En efecto, Kresnik et al (1991) validan un modelo numérico hidrodinámico con la ayuda de un modelo físico. Para sus propósitos utiliza un modelo distorsionado con las escalas 1:100 en horizontal y 1:25 en vertical. Correia et al (1991) verifica un modelo numérico, que acopla las fases hidrodinámica y morfológica para el flujo impermanente, con experiencias realizadas en un canal de ensayo. El canal utilizado representa un lecho móvil de 23 m de largo por 2 m de ancho. En este canal se estudió la degradación y la progradación del lecho, con un solo tamaño de sedimentos, lográndose resultados razonables luego del proceso de calibración. Tanguy et al (1991) utiliza también mediciones de laboratorio para validar un modelo de transporte de sedimento. Para sus experiencias utiliza un canal de 15 m de largo y 2,49 m de ancho. El diámetro medio del sedimento utilizado en este caso es 0,13 mm. Di Silvio et al (1991) utiliza experiencias en un canal de 10 m de largo y 0,5 m de ancho para realizar ensayos tendientes a comparar tres modelos numéricos que simulan el transporte de sedimentos con los resultados observados.

En nuestro país, este procedimiento ha sido utilizado anteriormente por el equipo investigador y otros investigadores. En efecto, Domínguez et al (1992) emplean los resultados de un modelo físico para validar y comparar un modelo numérico unidimensional hidrodinámico. Del mismo modo, González y Mery (1993), utilizan esta metodología para verificar experimentalmente métodos numéricos. En 1994 el equipo de investigadores utiliza los datos extraídos de un modelo físico del río Maipo, para comparar la fase hidrodinámica del modelo desarrollado. De igual forma, en 1995 se comprueba experimentalmente la modelación «cuasi-bidimensional» en sus fases hidrodinámicas y morfológicas, para régimen permanente, comprobación que demostró que, para cauces con escurrimiento gradualmente variado en régimen de río, es posible extender en forma sencilla y adecuada la modelación unidimensional a una con características bidimensionales.

Considerando lo anteriormente expuesto, en el presente trabajo se presentan los resultados de la última etapa de la comprobación experimental del modelo cuasi-bidimensional de Estellé, Domínguez y Cortez frente a condiciones impermanentes de funcionamiento como las que ocurren en los pequeños estuarios de Chile.

## 2.- ECUACIONES BÁSICAS

### 2.1.- Ecuaciones Básicas del Flujo Cuasi-Bidimensional

Las ecuaciones básicas del movimiento impermanente, que utiliza el modelo numérico cuasi-bidimensional son las conocidas ecuaciones de Saint-Venant, a las que se les agrega una

ecuación de continuidad de sedimentos. Estas ecuaciones han sido explicadas en trabajos previos de Estellé et al (1994) por lo que en esta oportunidad no se considera necesario desarrollarlas.

Para simular la bidimensionalidad del flujo se utiliza el concepto de tubo de corriente, que es un tubo imaginario delimitado por líneas de corrientes donde el gasto que fluye es continuo en sección transversal. Para su determinación de acuerdo a la proposición de Estellé et al (1994), se aprovecha la hipótesis de igual conductividad hidráulica que debe presentar cada subsección que conforma el tubo de corriente. Una vez dividida la sección en subsecciones, cada tubo es tratado por separado como un flujo unidimensional, formando un conjunto que se aproxima en cierto modo al flujo bidimensional, lo que es utilizado para calcular las variaciones morfológicas de las secciones.

La variación morfológica se logra mediante la aplicación diferenciada por tubo de corriente de la ecuación de continuidad de la fase sólida. Esta ecuación expresa lo siguiente:

$$\frac{\partial G_{s,i}}{\partial x} + (1-p) \frac{\partial A_{d,i}}{\partial t} = 0 \quad (1)$$

- $G_{s,i}$  = Gasto sólido medio que pasa por una sección transversal del tubo  $i$
- $P$  = Porosidad de los sedimentos del lecho
- $A_{d,i}$  = Volumen disponible de sedimentos en el lecho por unidad de longitud.

### Ecuaciones de Transporte de Sedimentos

El modelo numérico cuasi-bidimensional, para evaluar el transporte sólido, tiene tres ecuaciones incorporadas; Meyer-Peter Müller, Van Rijn (velocidad crítica) y Frijlink. Estas fórmulas del tipo determinístico y sus principales características son las siguientes:

#### Ecuación de Meyer-Peter y Müller

La expresión propuesta para la tasa volumétrica de arrastre de fondo  $q_{b,c}$  ( $m^3/s/m$ ) es la siguiente:

$$q_{b,c} = 8\sqrt{(\mu\theta - 0,047)^3} \sqrt{(s-1)gd_m^3} \quad (2)$$

- $u$  = factor de forma del lecho o factor de eficiencia
- $\theta$  = parámetro adimensional de movilidad de la partícula
- $s$  = densidad relativa del sedimento
- $g$  = aceleración de gravedad ( $m/s^2$ )
- $d_m$  = diámetro medio de las partículas (m).

El factor de eficiencia se puede definir como:

$$\mu = \sqrt{\left(\frac{C}{C'}\right)^3} \quad (3)$$

donde:

- $C$  = coeficiente de Chezy total ( $m^{0.5}/s$ )  
 $C'$  = coeficiente de Chezy del grano ( $m^{0.5}/s$ )

El parámetro adimensional de movilidad de la partícula se define como:

$$\theta = \frac{\tau_{b,c}}{(\rho_s - \rho)gd_m} \quad (4)$$

donde:

- $\tau_{b,c}$  = tensión de corte del lecho por corriente ( $N/m^2$ )  
 $\rho_s$  = masa específica de los sólidos ( $kg/m^3$ )  
 $\rho$  = masa específica del fluido ( $kg/m^3$ )  
 $d_m$  = diámetro medio de las partículas (m)

### (b) Ecuación de Van Rijn en base a la velocidad crítica

Este método, propuesto por Van Rijn para calcular la tasa de arrastre de fondo de sedimentos, se basa en la saltación de las partículas generadas por las fuerzas hidrodinámicas del flujo y la fuerza de gravedad. La ecuación propuesta por Van Rijn se basa en las variables independientes  $u_{cr}$ ,  $h$  y  $d_{50}$ .

$$q_{b,c} = 0,005\bar{u}h \left( \frac{\bar{u} - \bar{u}_{cr}}{((s-1)gd_{50})^{0.5}} \right)^{2.4} \left( \frac{d_{50}}{h} \right)^{1.2} \quad (5)$$

donde:

- $\bar{u}$  = velocidad promedio del flujo en la vertical (m/s)  
 $h$  = profundidad del escurrimiento (m)  
 $\bar{u}_{cr}$  = velocidad crítica promedio del flujo en la vertical para el inicio de

movimiento (m/s), que se puede definir como:

$$\bar{u}_{cr} = 0,19(d_{50})^{0.1} \log(12h / 3d_{50}) \quad 0,0001 \leq d_{50} < 0,0005 \quad (6a)$$

$$\bar{u}_{cr} = 8,50(d_{50})^{0.6} \log(12h / 3d_{50}) \quad 0,0005 \leq d_{50} < 0,002 \quad (6b)$$

$d_{90}$  = diámetro para el cual el 90% de las partículas es menor (m)

### Ecuación de Frijlink.

Esta ecuación fue propuesta por Frijlink en 1952. Corresponde a una aproximación a la ecuación de Meyer-Peter y Müller (1948) y a la de Einstein (1950) y corresponde a la siguiente

$$q_{b,c} = 5\mu^{0.5}u_{*c}d_{50}e^{-0.27/(\mu\theta)} \quad (7)$$

$u_{*c}$  = velocidad de corte en el fondo relativo (m/s), definida como  $u_{*c} = \sqrt{ghJ}$

donde  $J$  es la pendiente de la línea de energía del flujo

Las demás variables son las mismas definidas para la ecuación de Meyer-Peter y Müller.

## EXPERIMENTACION

### Metodología Empleada

El trabajo experimental realizado en este estudio fue desarrollado en un canal de laboratorio del Instituto Nacional de Hidráulica en Peñaflores y tuvo por finalidad obtener una serie de datos experimentales útiles para efectuar comparaciones con el modelo numérico cuasi-bidimensional de Van Rijn. El canal de ensayo es de tipo permanente.

Para cumplir el propósito mencionado, se diseñaron experiencias de laboratorio que permitieran el comportamiento de un río afectado por condiciones de aguas abajo variables, para lo cual se preparó una serie de experiencias en régimen permanente, requiriéndose de una configuración especial para el canal de ensayo (máquina de mareas).

Las experiencias se realizaron en un canal de fondo móvil, cuyos detalles fueron presentados anteriormente por Estellé et al (1996), compuesto por baquelita molida ( $\gamma_s = 1,40 T/m^3$ ), donde se realizaron para cada ensayo las siguientes variables: nivel de escurrimiento, velocidades en varios puntos de perfiles transversales, cotas de fondo iniciales y finales, como también el gasto sólido. Además se realizaron análisis granulométricos de la baquelita de fondo y de la baquelita transportada durante el escurrimiento.

El canal utilizado tiene una longitud útil de 13 m., con un ancho máximo aprovechable de 0,5 m. y una profundidad de 0,5 m., además está provisto de un estanque aquietador con válvula de regulación, una máquina alimentadora de sedimentos, una máquina generadora de mareas, un vertedero de tipo calibrado para medir el gasto líquido entrante, una trampa de sedimentos en el extremo aguas abajo para recuperar el sedimento arrastrado, bandejas de recolección de sedimentos, una compuerta para regular la altura del escurrimiento en el extremo inferior (aguas abajo), un grupo de bombas con capacidad máxima de 120 lt/s. Además se disponían de los siguientes equipos:

micromolinetes calibrados para medir velocidades, nivel de precisión, limnómetros graduados, balanzas de precisión y equipo de laboratorio para análisis granulométricos.

Los ensayos se realizaron con una sección simétrica con ancho de fondo = 0.3 m y tabuladores con una relación de 2:1 (H/V). Para los ensayos con angostamiento se utilizó una sección similar con ancho de fondo 0.15 m y un desarrollo total de 3 m, ubicado en la zona central del canal.

### 3.2.- Ensayos Realizados

Se realizaron un total de 18 ensayos en flujo impermanente, clasificados de la siguiente manera: 1 tamaño de sedimento de fondo, 1 forma de sección transversal, 3 gastos sólidos (3 velocidades), 3 gastos líquidos (3 velocidades), 3 gastos líquidos (3 velocidades) y 3 gastos líquidos (3 velocidades). Además se ensayó el comportamiento de un régimen de marea muy lenta para evitar el movimiento de la baquelita de fondo. Una vez lleno el canal, se dejó reposar alrededor de 30 minutos para lograr que se estabilizara el nivel de aguas en la altura de marea y luego se encendió la máquina generadora de mareas, la que se encontraba calibrada para comenzar a operar a nivel de marea máxima.

Tabla N° 1  
Ensayos Realizados

Ensayo N°	Angostamiento	Periodo de Marea (Hrs)	Gasto Líquido (l/s)	Gasto Sólido (kg)
1	NO	2	30	0
2	NO	2	35	0
3	NO	2	30	4.174
4	NO	2	35	12.251
5	NO	2	25	0
6	NO	2	25	1.385
7	NO	1	35	0
8	NO	1	30	0
9	NO	1	25	0
10	NO	1	30	4.289
11	NO	1	35	11.978
12	NO	1	25	1.023
13	NO	1	25	0
14	SI	1	35	0
15	SI	1	30	0
16	SI	1	25	1.273
17	SI	1	35	12.025
18	SI	1	30	4.707

### Características del material sólido del fondo del lecho

En la realización de los ensayos se utilizó baquelita como material de fondo, con  $d_{50}=0.48$  mm, con una desviación estándar geométrica  $\sigma_g = 1.633$  y porosidad media de 40%.

### Procedimiento de ensayos

El procedimiento general para cada ensayo consistió en: modelar el fondo del canal con perfiles transversales de lata nivelados, para obtener un fondo plano, liso y horizontal. Los niveles fueron fijados con una lechada de cemento para evitar su inestabilidad. Además, se realizaron levantamientos topográficos del fondo en 8 secciones con 5 puntos por cada una de ellas, tanto al principio como al final de los ensayos. Los llenados y vaciados del canal se realizaron con una velocidad muy lenta para evitar el movimiento de la baquelita de fondo. Una vez lleno el canal, se dejó reposar alrededor de 30 minutos para lograr que se estabilizara el nivel de aguas en la altura de marea y luego se encendió la máquina generadora de mareas, la que se encontraba calibrada para comenzar a operar a nivel de marea máxima.

Para el régimen impermanente el nivel de marea y los ejes hidráulicos se midieron cada 10 minutos, en el centro de las 6 secciones, distanciadas 1 m entre cada una de ellas, con fondo móvil y se realizaron mediciones para los ensayos sin angostamiento. En los ensayos con angostamiento se realizaron mediciones considerando 12 secciones distanciadas 0,5 m entre cada una de ellas. Inmediatamente después de concluir la medición de los ejes hidráulicos se controló la velocidad en la sección transversal del perfil N° 9 para cada instante de tiempo, y en los ensayos con angostamiento se controló además la velocidad en el perfil N° 7. Este procedimiento se repetía durante todo el desarrollo de la experiencia. Terminado el ensayo se caracterizaron las deformaciones del lecho, se tomaron fotos y se secaron y analizaron los sedimentos.

### RESULTADOS

Las mediciones obtenidas en el canal de ensayos se contrastaron con los resultados obtenidos en la modelación numérica cuasi-bidimensional, para las mismas condiciones de operación. A modo de ejemplo se muestran los resultados comparativos, para los Ensayos N° 10 y 16, sin y con angostamiento respectivamente. En la Figura N° 1, se comparan los valores instantáneos de los ejes hidráulicos de ambos modelos, para el instante de tiempo igual a 90 minutos de ensayo y la variación local en función del tiempo de la altura de agua para el Perfil N° 9. En la Figura N° 2, se presenta la comparación de las distribuciones de velocidades obtenida en el perfil P9, para el caso sin angostamiento, y para los perfiles P7 y P9 para el caso con angostamiento. La Figura N° 3 presenta las variaciones del fondo para los perfiles P7, P9 y P11, sin angostamiento, y para los perfiles P7, P8.5 y P11 con angostamiento. Finalmente la Tabla N° 2 presenta, en forma comparativa, los volúmenes de material sólido acumulados durante el tiempo que duraron los ensayos.

Tabla N° 2  
Comparación del Volumen Sólido Total (Modelo Físico-Modelo Numérico)

Ensayo N°	Volumen Sólido Total Modelo Físico (Kg)		Volumen Sólido Total Modelo Numérico (Kg)		
	Alimentado	Recuperado	MP y M	Van Rijn	Frijlink
1	0	4,174	14,033	2,804	16,529
2	0	12,251	33,71	12,818	38,645
3	4,174	8,298	19,282	4,548	22,817
4	12,251	15,772	41,27	19,123	45,855
5	0	1,385	7,811	0,605	9,226
6	1,385	0,99	7,062	0,423	8,25
7	0	11,978	34,161	13,17	39,157
8	0	4,289	17,505	3,714	20,793
9	0	1,023	6,964	0,43	8,138
10	4,289	3,103	17,908	3,889	21,256
11	11,978	10,586	32,655	11,881	37,748
12	1,023	1,675	7,592	0,578	8,959
13	0	1,273	8,075	0,679	9,559
14	0	12,025	34,62	13,365	39,285
15	0	4,707	18,937	4,326	22,366
16	1,273	1,065	7,36	0,507	8,658
17	12,025	16,611	36,25	14,539	41,165
18	4,707	3,677	17,741	3,817	21,008

Fig. 1

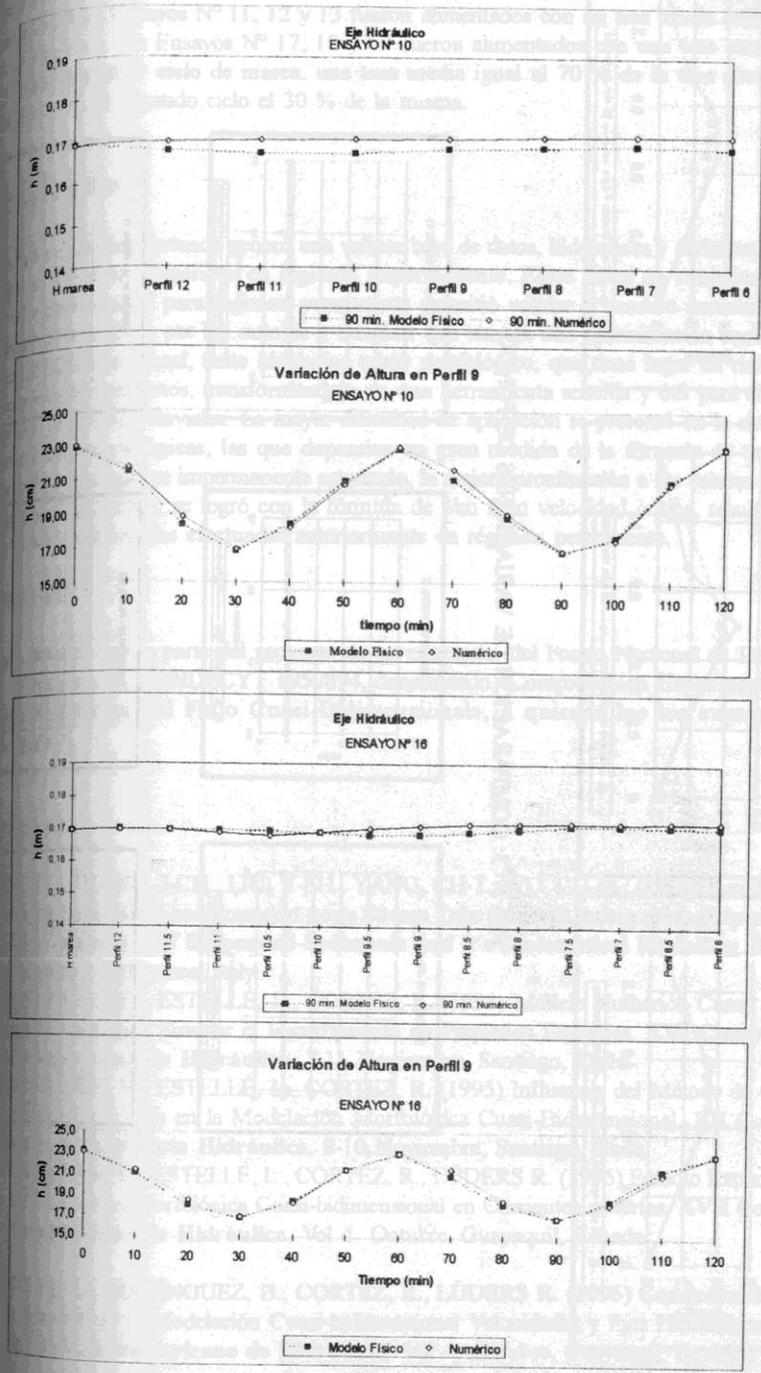


FIG. N° 2: COMPARACION DE DISTRIBUCION DE VELOCIDADES

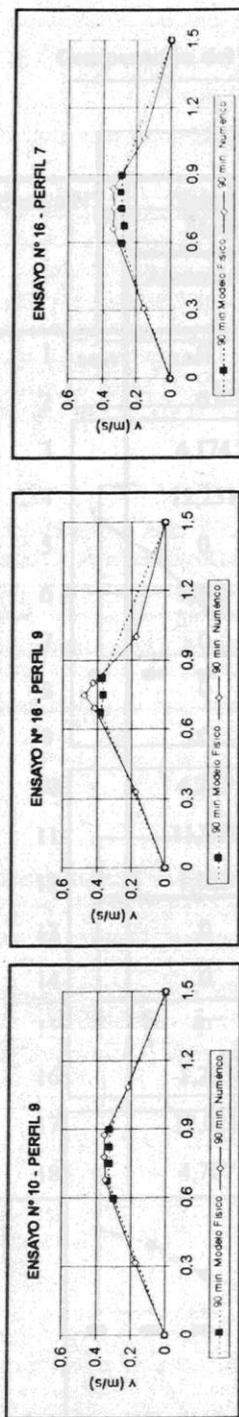
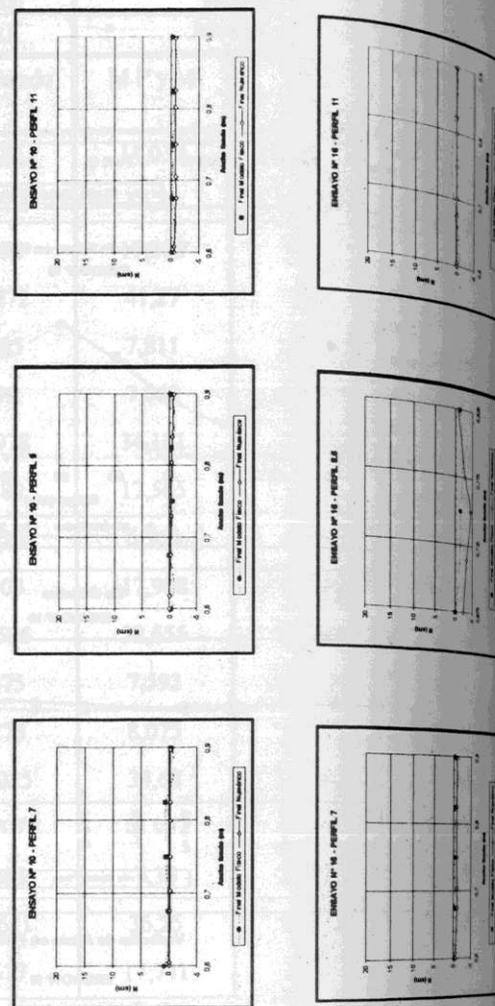


FIG. N° 3: COMPARACION DE VARIACIONES DE FONDO



## CONCLUSIONES

La investigación efectuada generó una valiosa base de datos, hidráulicos y sedimentológicos, para comparar modelos numéricos en régimen impermanente. Estos datos en conjunto con los obtenidos con anterioridad para régimen permanente permitió validar el modelo numérico cuasi-bidimensional desarrollado por los autores y concluir que simula con aproximación razonable el comportamiento hidrodinámico y morfológico, tanto hidráulico como morfológico, que tiene lugar en ríos anchos y en pequeños estuarios, transformándolo en una herramienta sencilla y útil para el análisis de este tipo de problemas fluviales. La mayor dificultad de aplicación se presentó en la simulación de las variaciones morfológicas, las que dependen en gran medida de la fórmula de transporte de sedimento usada. Para el régimen impermanente estudiado, la mejor aproximación a los valores medidos de transporte de sedimento, se logró con la fórmula de Van Rijn velocidad crítica, resultado que concuerda con las experiencias efectuadas anteriormente en régimen permanente.

## Agradecimientos

Este artículo forma parte del proyecto de investigación del Fondo Nacional de Desarrollo Científico y Tecnológico, FONDECYT 1950894, denominado «Comprobación Experimental de la Modelación Numérica del Flujo Cuasi-Bidimensional», a quienes los les expresan sus agradecimientos.

## REFERENCIAS

- LEE, H-Y., YANG, J-CH., LIU, Y-SH., YANG, CH-T., WU, CH-M., (1991) Simulation of Suspended and Bed Load Transport using Stream Tube Concept. **International Symposium on The Transport of Suspended Sediments and it's Matematical Modelling** 2-5 de Septiembre, Florence, Italy.
- DOMÍNGUEZ, B., ESTELLÉ, L., CORTEZ, R. (1994) Modelo Numérico Cuasi-Bidimensional para Simular el Esgurrimiento en Pequeños Estuarios. **XVI Congreso Latinoamericano de Hidráulica**. 7-11 Noviembre, Santiago, Chile.
- DOMÍNGUEZ, B., ESTELLÉ, L., CORTEZ, R. (1995) Influencia del Método de Cálculo de Transporte Sólido en la Modelación Morfológica Cuasi-Bidimensional. **XII Congreso Chileno de Ingeniería Hidráulica**. 8-10 Noviembre, Santiago, Chile.
- DOMÍNGUEZ, B., ESTELLÉ, L., CORTEZ, R., LÜDERS R. (1996) Estudio Experimental de la Modelación Morfológica Cuasi-bidimensional en Corrientes Abiertas. **XVII Congreso Latinoamericano de Hidráulica**. Vol 4 Octubre, Guayaquil, Ecuador.
- ESTELLÉ L., DOMÍNGUEZ, B., CORTEZ, R., LÜDERS R. (1996) Comprobación Experimental de la Modelación Cuasi-bidimensional Velocidades y Ejes Hidráulicos. **XVII Congreso Latinoamericano de Hidráulica**. Vol 4. Octubre, Guayaquil, Ecuador.