

LA MODELACION DEL FLUJO DESBORDADO UNIDIMENSIONAL

Félix Francés García*, Juan Marco Segura*
Dres. Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos

Juan Carlos Yuste Cotanda*¹
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos

En el presente artículo se presenta un modelo de flujo del agua unidimensional gradualmente variado con la característica de permitir desbordamientos laterales sin una previa definición de su localización exacta. El modelo en cuestión ha sido denominado RIOL. Los parámetros hidráulicos utilizados en cada sección son: número de Manning, sección transversal, pendiente, cota de desbordamiento y coeficiente de desbordamiento. Del análisis de sensibilidad se deduce que los caudales desbordados son bastante estables a las variaciones de los parámetros del modelo, con la única excepción de la cota de desbordamiento. Además, se ha encontrado que se puede considerar, desde un punto de vista práctico, la existencia de una cota superior del caudal que puede llegar a la desembocadura del canal.

In this paper we present a one dimensional stationary flow model with uncontrolled lateral spills. This model is called RIOL. The hydraulic parameters use for each section are: manning's number, cross section definition, slope, overflow leved and spille coefficient. After a sensitivity analysis we will obtain the spill flows are almost independent from the hydraulic paramenterers, with the only exception of the overflow level. Also, from a practical point of view, we can consider the existence of an upper limit for the discharge at the last section of the channel.

1. Introducción

La modelación del flujo estacionario unidimensional gradualmente variado es un problema resuelto en hidráulica desde hace muchos años. Chow (1959) menciona que la primera clasificación de los diferentes perfiles de agua o curvas de remanso fue debida al ingeniero belga Boudin en el lejano año de 1861. Ya en los años 30 Bakhmeteff (1932) desarrolló un método numérico de inte-

gración directa para cualquier tipo de sección. Posteriormente en los años 50 aparece el método de paso estándar enunciado por primera vez por Ezra (1954) y que es el más utilizado como algoritmo de resolución en la actualidad.

Sin embargo, históricamente siempre se ha considerado que el canal o cauce ha tenido una capacidad suficiente para el caudal que ha transportado, no considerándose la posibilidad de que alguna sección sea insuficiente. Modelos tan conocidos como el HEC2 no han tenido en cuenta esta posibilidad hasta versiones muy recientes, pero solo para desbordamientos localizados previamente al proceso de simulación numérica (HEC, 1992).

*Departamento de Ingeniería Hidráulica y Medio Ambiente, Universidad Politécnica de Valencia,

(1) Actualmente en la empresa consultora de ingeniería ASURINSA, Valencia.

Recibido en ROP: abril 1993

El conocimiento preciso del comportamiento de un canal con desbordamientos laterales es crucial en muy diversas situaciones. Por ejemplo, tendremos desbordamientos localizados en el flujo que se produce durante una avenida importante en un río. También existirán desbordamientos, aunque en este caso generalizados, en los conos aluviales, ya que sus cauces tienden a desaparecer paulatinamente desde la montaña hacia el llano. En lo que respecta a canales artificiales, los aliviaderos laterales funcionan como un flujo unidimensional con desbordamiento. Otra situación de desbordamientos laterales se puede presentar en una incorrecta maniobra de la toma de un canal, que puede provocar la circulación por el mismo de un caudal superior al de diseño. En este último caso, nos puede interesar conocer cual va ser la longitud y situación del tramo en el que se producirán los desbordamientos.

Para resolver este tipo de problemas hemos desarrollado en el Departamento de Ingeniería Hidráulica y Medio Ambiente de la Universidad Politécnica de Valencia un modelo para la resolución del flujo unidimensional estacionario gradualmente variado con desbordamientos laterales. Dicho modelo se denomina RIOL (en su versión para régimen lento, mientras que el correspondiente al régimen rápido se denomina RIOR) y presenta como principal ventaja respecto al modelo HEC2 el no necesitar la definición a priori de las secciones donde el flujo se va a desbordar. Además, RIOL nos ha permitido explorar la influencia de las variables hidráulicas del fenómeno sobre la lámina de agua y, lo que es más importante, sobre los caudales desbordados tanto en cuanto a cantidad como a su posición. Este análisis de sensibilidad ha sido el objetivo fundamental de este trabajo. Previamente al mismo, vamos a describir el modelo físico empleado.

2. Modelo Físico de Simulación del Flujo

La resolución del flujo estacionario gradualmente variado en un canal se resuelve mediante las llamadas "curvas de remanso", basadas en la conservación del trinomio de Bernoulli (o altura piezométrica) entre dos secciones, pero teniendo en cuenta las pérdidas por fricción:

$$H = y + z + \frac{v^2}{2g}$$

donde: y = calado de la lámina de agua, z = cota del fondo del canal y v = velocidad media. Diferenciando la ecuación (1) respecto de x resulta:

$$S - S_0 = \frac{dy}{dx} + \frac{v}{g} \frac{dv}{dx}$$

donde: S_0 = pendiente geométrica, S = pendiente hidráulica, dy = incremento de calado y dx = incremento de longitud en el sentido del flujo del agua. La variación de la velocidad es:

$$\frac{dv}{dx} = \frac{d(Q/A)}{dx} = \frac{1}{A} \frac{dQ}{dx} - \frac{v}{A} \frac{dA}{dy} \frac{dy}{dx}$$

donde: A = sección transversal y dQ = incremento de caudal. Ahora bien, como dA/dy es el ancho b de la sección mojada y b/A es el calado hidráulico y^* , sustituyendo en la ecuación (3) y ordenando adecuadamente, llegamos a:

$$\frac{dy}{dx} = \frac{S_0 - S - \frac{v}{gA} \frac{dQ}{dx}}{1 - F^2}$$

donde: F = número de Froude, obtenido como:

$$F = \frac{v}{\sqrt{gy^*}}$$

Dada la experiencia acumulada en su uso, para resolver las pérdidas por fricción hemos utilizado la ecuación de Manning. Su expresión, bien conocida, es:

$$Q = \frac{1}{n} A R_h^{2/3} S^{1/2}$$

donde: Q = caudal en el canal, n = número de Manning, S = pendiente hidráulica, R_h = radio hidráulico y A = sección transversal. Por último, el desbordamiento lateral (incremento negativo de caudal en el canal) lo aproximamos según la ecuación de un vertedero en pared gruesa despreciando el término de velocidad:

$$dQ = -c dx \Delta y^{3/2}$$

donde: c = coeficiente de desbordamiento y Δy = diferencia de cota entre la lamina de agua y el punto de desbordamiento. Se puede demostrar fácilmente que el coeficiente de desbordamiento teórico es de 1,70 (ver por ejemplo el libro de Escribá, 1988).

La discretización de la ecuación (4) es en incrementos de x , resolviéndose el incremento de calado necesario para alcanzar dicho dx , que es el procedimiento seguido en el método del paso estándar. Sin embargo, en cada salto tenemos en cuenta la posible variación del caudal por desbordamiento lateral definido por la ecuación (7). Más detalles sobre el proceso de integración numérica pueden encontrarse en el manual de usuario de RIOL (Yuste y Francés, 1992).

3. Análisis de sensibilidad del Modelo RIOL a sus parámetros

En este apartado pretendemos analizar la sensibilidad de la solución obtenida por RIOL a los posibles errores cometidos en los datos de entrada. En una primera aproximación consideraremos el flujo como uniforme, con lo que el análisis es mucho más simple. En un segundo paso, analizaremos las variaciones de la lámina de agua al modificar algún parámetro hidráulico cuando no existen desbordamientos. Por último, consideraremos en el análisis la existencia de desbordamientos, observando fundamentalmente la sensibilidad de los caudales desbordados.

Los datos utilizados por el modelo RIOL en cada sección son: el número de Manning, la sección transversal (definida por un conjunto de pares de alturas y anchos), la pendiente de la solera, las cotas de desbordamiento por cada margen y el coeficiente de desbordamiento (Yuste y Francés, 1992). Cada sección es representativa de un tramo del canal.

El error que se puede cometer en la determinación de las pérdidas por fricción puede ser muy grande y además general a todo el canal. Aunque existen tablas para determinar el número de Manning como la clásica de Chow (1959) u otras más actualizadas como la recogida en French (1988), su utilización depende de consideraciones muy subjetivas. Las variaciones en el número de Manning consideradas han sido de $\pm 10\%$ en todas las secciones.

La sensibilidad respecto a la sección transversal se ha medido variando el ancho del canal en todas las secciones. El rango de variación también ha sido del $\pm 10\%$, muy superior al error que en la realidad pueda cometerse.

Las pendientes normalmente se obtienen a partir de las curvas de nivel del mapa de la zona donde se localiza el canal o cauce de río, y el error cometido en este caso puede estar en torno al 10%. Por ello, éste ha sido el rango de variación adoptado para la pendiente.

La cota de desbordamiento, diferente en principio para cada margen y sección, fija de una forma radical los caudales desbordados del canal, por lo que hemos considerado solo una variación de $\pm 5\%$. Como luego veremos, variaciones tan pequeñas cambian drásticamente los desbordamientos producidos.

Por último, sobre el coeficiente de desbordamiento a adoptar no existe ningún tipo de experiencia al respecto, por lo que se decidió hacerlo constante en todo el canal. El intervalo de variación adoptado en este estudio es de $\pm 50\%$, dada la incertidumbre que tenemos sobre su valor.

Aunque hemos empleado una buena diversidad de canales, por motivos de simplificación de esta presentación, solo vamos a utilizar los resultados de uno de ellos, teniendo en cuenta que las conclusiones obtenidas han sido siempre las mismas. El canal en cuestión es un canal rectangular de 20 metros de anchura y 2.000 metros de longitud, que hemos dividido en 10 secciones de 200 metros cada una. La altura de los cajeros disminuye linealmente desde aguas arriba hacia aguas abajo, variando entre 4 y 1,3 metros, por lo que la capacidad de desagüe del canal disminuye hacia aguas abajo. La pendiente de todas las secciones es de 0,005 y el número de Manning adoptado es de 0.03. El coeficiente de desbordamiento lateral es de 1,7 en todo el canal. El caudal de cálculo es de 250 m^3/s , que se corresponde con un régimen lento, siendo la condición de control una sección crítica en la desembocadura.

3.1. Análisis de sensibilidad con flujo uniforme

Antes de utilizar el modelo RIOL, vamos a intentar de una forma teórica el análisis de la sensibilidad de la lámina de agua y de los desbordamientos en una sección frente a variaciones de

los datos asumiendo que el flujo es uniforme. En este caso, la pendiente de la línea de energía coincide con la pendiente del canal. Si además consideramos que las pérdidas por fricción vienen dadas por la ecuación de Manning, el radio hidráulico lo aproximamos por el calado y asumimos una sección rectangular del canal del río, el calado tendrá la siguiente expresión función del caudal que circula:

$$y = \left(\frac{nQ}{b i^{1/2}} \right)^{3/5}$$

donde b= ancho de la sección. De la ecuación (8) se puede deducir la tabla 1 de sensibilidad del calado con las variaciones del número de Manning, ancho de la sección y pendiente.

Tabla 1. Sensibilidad en % de variación del calado frente a una variación de algún parámetro, con flujo uniforme y sin desbordamientos.

variación del dato	+1%	+10%	+50%	-1%	-10%	-50%
número de Manning	0,60	5,9	28	-0,60	-6,1	-34
ancho	-0,60	-5,6	-22	0,60	6,5	52
pendiente	-0,30	-2,8	-11	0,30	3,2	23

Tabla 2. Sensibilidad en % de variación del caudal desbordado frente a una variación de algún parámetro directo, con flujo uniforme.

variación del dato	+1%	+10%	+50%	-1%	-10%	-50%
coeficiente de desbordamiento	1,0	10	50	-1,0	-10	-50
diferencia de cota	1,5	15	84	-1,5	-15	-65

Tabla 3. Sensibilidad en % de variación del caudal desbordado frente a una variación de algún parámetro, con flujo uniforme, perfil no modificado y calado un 10% superior a la cota de desbordamiento.

variación del dato	+1%	+10%	-1%	-10%
número de Manning	10	111	-9,8	-81
ancho	-9,7	-76	10	125
pendiente	-4,9	-43	5,0	57
cota desbordamiento	-15	-100	15	280
coeficiente de desbordamiento	1,0	10	-1,0	-10

Es decir, la variación del calado se ve amortiguada con la variaciones de los datos, especialmente con la pendiente (exponente de -3/10).

El cómputo del desbordamiento lateral en el modelo RIOL se realiza mediante la ecuación de un vertedero de pared gruesa aplicada a cada diferencial de longitud, según la expresión dada por (6), resultando la tabla 2 de sensibilidad.

Es decir, la variación del coeficiente de desbordamiento parece que va a repercutir en el mismo grado en el caudal desbordado, mientras que la influencia de la diferencia de cota entre la lámina de agua y el punto de desbordamiento se ve amplificada.

Si queremos analizar la influencia de los otros parámetros de la sección, tendremos que tener en cuenta que la diferencia de cota es muy inferior en magnitud al calado del agua o a la altura del punto de desbordamiento. Por ejemplo, si el calado es solo un 10% superior a la cota de desbordamiento y asumimos que el perfil de la lámina de agua no se altera con el desbordamiento por que el caudal desbordado es muy inferior al caudal circulante (aproximación muy grosera que corregiremos en el siguiente apartado), obtendríamos la tabla 3 de sensibilidad

Dado que estos números se han obtenido con simplificaciones muy fuertes de los procesos modelados y que solo tienen en cuenta lo que ocurre en una sección, hay que considerarlos exclusivamente desde un punto de vista cualitativo, por lo que a priori solo podemos decir que los caudales desbordados en una sección pueden verse muy afectados por pequeñas variaciones de los parámetros, especialmente de la cota de desbordamiento y en menor medida del coeficiente de desbordamiento. En realidad como veremos a continuación, la influencia es mucho menor que la reflejada en la tabla 3, ya que la hipótesis de que el perfil de la lámina de agua no se ve alterado por la existencia de desbordamientos no es asumible en la realidad.

3.2. Análisis de sensibilidad del flujo gradualmente variado sin desbordamiento

En este apartado se analiza la sensibilidad de los calados frente a los datos de entrada, asumiendo que no existen desbordamientos y utilizando el modelo RIOL.

Al producir una variación general del número de Manning de +10% y -10% se produce un cambio en los calados que se representa gráficamente en la figura (1). La variación máxima es de un +6,5% y -6,7% respectivamente.

La figura (2) representa los dos perfiles de agua al incrementar o disminuir el ancho del canal en un 10%. El resultado es una variación en los calados de -6,9% y +8,5% respectivamente.

Por otra parte, al cambiar la pendiente general en un +10% y -10%, se produce una variación de los calados con máximos de un -3,0% y +3,6% respectivamente. Esto puede verse en la figura (3).

Si comparamos estos resultados con los obtenidos en la tabla 1, podemos observar que son similares, como cabía esperar: los errores cometidos en el número de Manning, ancho del canal y pendiente se ven amortiguados en la obtención del perfil de la lámina de agua.

3.2. Análisis de sensibilidad del flujo gradualmente variado con desbordamiento

Realmente nuestro objetivo es analizar la sensibilidad de los caudales desbordados a los parámetros del modelo RIOL, cuestión que analizamos a continuación.

La variación de un $\pm 10\%$ en el número de Manning se encuentra recogida en la figura (4). Aunque existen diferencias apreciables en los caudales que se desbordan en cada sección (máxima variación en la sección 6), la diferencia entre los caudales desbordados totales es pequeña (+4,9% al aumentar el parámetro y -5,5% al dis-

minuirlo). Además, se aprecia un aumento de los desbordamientos en las secciones de aguas abajo y una disminución en las de aguas arriba (ver figura 4). Si aumentamos el número de Manning, el efecto es el inverso. En cuanto a la longitud de desbordamiento, las secciones que desbordan son prácticamente las mismas: de la 6 a la 1 en la solución original y disminuyendo el número de Manning, y de la 7 a la 1 incrementándolo. Es decir, la influencia de este parámetro es pequeña en

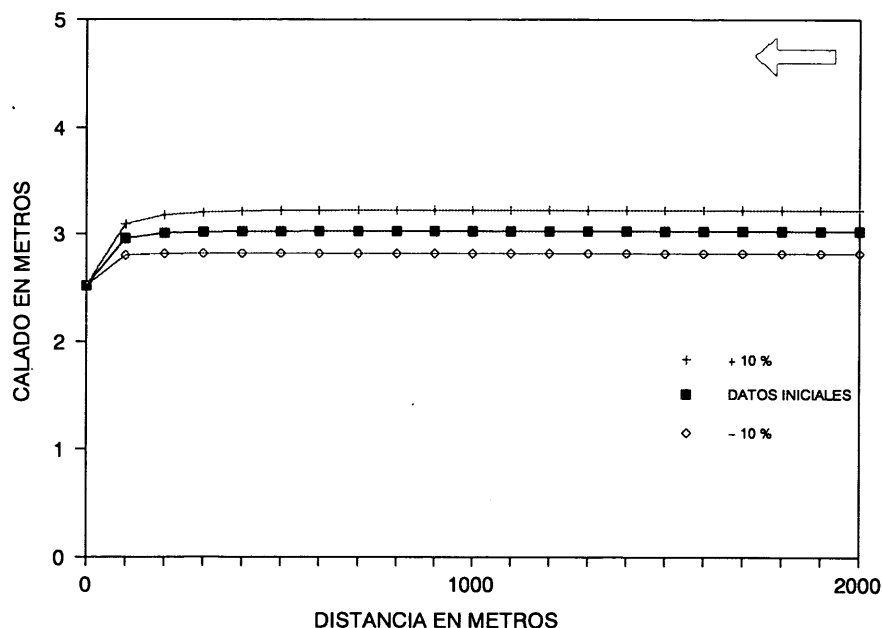


Figura 1. Variación de la lámina de agua frente a modificaciones del número de Manning, sin desbordamientos.

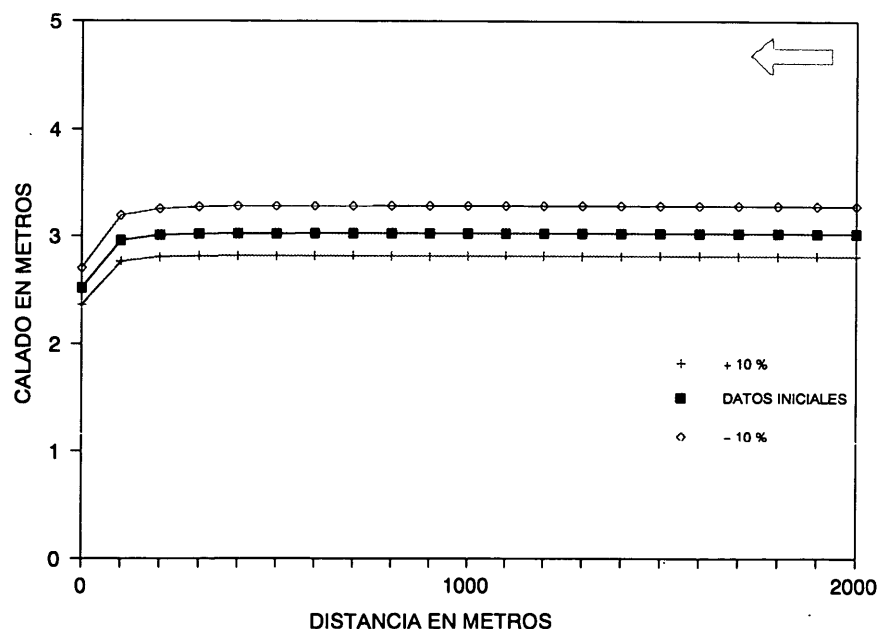


Figura 2. Variación de la lámina de agua frente a modificaciones del ancho, sin desbordamientos.

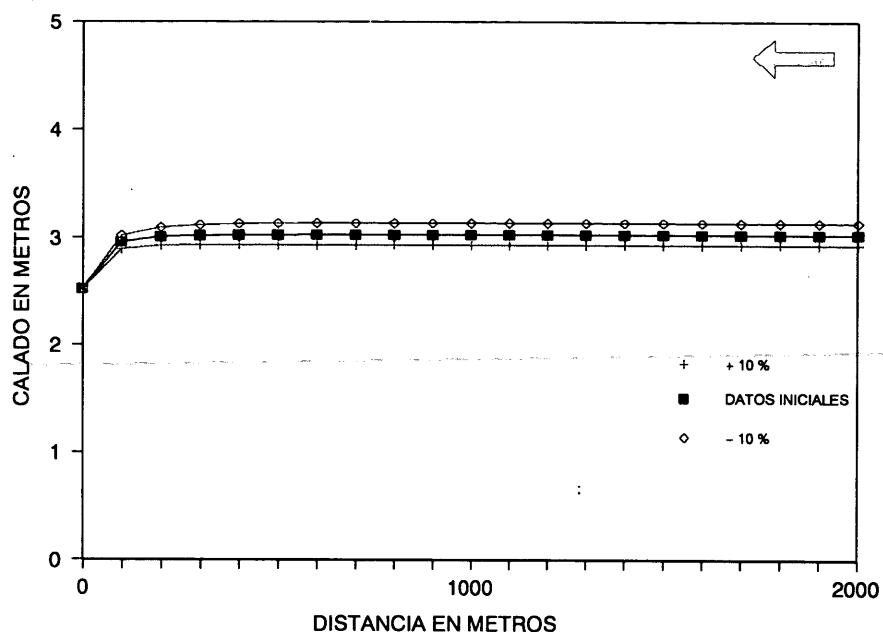


Figura 3. Variación de la lámina de agua frente a modificaciones de la pendiente, sin desbordamientos.

la solución general, pero puede ser importante localmente.

Cuando se modifica el ancho general de la sección en un $\pm 10\%$ se produce un efecto similar al descrito anteriormente pero de signo contrario, de tal forma que al disminuir el ancho del canal aumentan los caudales desbordados aguas arriba (máxima variación en la sección 6) y disminuyen los de aguas abajo. Las secciones en las que se producen desbordamientos son prácticamente las mismas. Estas propiedades se puede observar en la figura (5). Sin embargo, en cuanto a la variación

del caudal total desbordado, esta es de $-6,0\%$, al aumentar el ancho, y $+5,5\%$ al disminuirlo.

La repercusión que el cambio de la pendiente general se encuentra recogido en la figura (6). Se observa que al aumentar un 10% el valor de la pendiente el desbordamiento general disminuye un $-2,0\%$, disminuyendo más en las secciones de aguas arriba que lo que se incrementan los desbordamientos en las secciones de aguas abajo. Al disminuir un 10% la pendiente las pérdidas aumentan en la parte alta del canal, produciéndose un aumento del desbordamiento general de $+1,9\%$. Las secciones que producen desbordamientos no varían. La máxima variación local se produce en la sección 6.

La variación de solo un $\pm 5\%$ en la cota de desbordamiento en todas las secciones provoca las modificaciones en los caudales desbordados que se reflejan en la figura (7). La variación en el caudal desbordado total es de $-12,5\%$ para el aumento de la cota, y $+11,4\%$ para la disminución. Localmente los caudales desbordados aumentan en la zona inferior del canal al aumentar la cota de desbordamiento.

El coeficiente de desbordamiento se ha modificado un $\pm 50\%$ en todas las secciones. Los resultados de este análisis se encuentran recogidos en el gráfico (8). La variación de un $+50\%$ en este parámetro causa una modificación de solo un $+1,9\%$ en el caudal total desbordado, y la de un -50% causa un cambio de $-4,4\%$. Localmente se observa que no aparece casi variación del caudal desbordado en cada faja. De estos resultados (y los obtenidos para otros canales) se puede decir que la sensibilidad del modelo a este parámetro es muy pequeña. La tabla 4 se resumen estos resultados.

Comparando las tablas 3 y 4, podemos ver que la hipótesis de un perfil de la lámina de agua inalterado con los desbordamientos laterales sólo es aceptable para las variaciones de los caudales desbordados del primer desbordamiento de aguas arriba (en este caso sección 6), ya que los resultados son muy distintos en el resto de secciones y en el resultado global.

Además, a la vista de la tabla 4 se puede decir que el efecto en el caudal total desbordado se amortigua para el número de Manning, ancho, pendiente y especialmente coeficiente de desbor-

Tabla 4. Sensibilidad en % de variación del caudal desbordado frente a una variación de algún parámetro, utilizando el modelo RIOL con el canal de pruebas

	máxima variación	sección	variación en caudal total desbordado, %
	%		
+10% número de Manning	97,3	6	4,9
-10% número de Manning	-97,7	6	-5,5
+10% ancho	-99,8	6	-6,0
-10% ancho	112,4	6	5,5
+10% pendiente	-46,1	6	-2,0
-10% pendiente	49,4	6	2,0
+5% cota desbordamiento	-99,2	6	-12,4
-5% cota desbordamiento	117,2	6	11,4
+50% coeficiente de desbordamiento	12,4	6	1,9
-50% coeficiente de desbordamiento	-19,3	6	-4,4

damiento, amplificándose solo con las variaciones de la cota de desbordamiento.

En cuanto a la sensibilidad local, ésta puede ser importante, especialmente en la sección de inicio del desbordamiento. Además se observa un efecto de signo distinto entre las secciones de aguas arriba y las de aguas abajo en todos los casos (ver figuras 4 a 8).

La explicación a

éste fenómeno la encontramos en la tabla 2. En ella se indica que pequeñas variaciones en la lámina de agua (producidas por variaciones en las características hidráulicas de las secciones del canal) dan lugar a variaciones amplificadas en un 50% del caudal desbordado en una sección, variación que afectará en primer lugar a la sección donde se inician los desbordamientos. Si asumimos una elevación de la lámina de agua, resulta que crece más rápidamente el caudal desbordado acumulado que el posible incremento de la lámina. Si tenemos una longitud de canal suficiente, llegará un momento en el que circula menos agua por el canal con un calado inferior, por lo que se reducen los caudales desbordados.

Por todo ello, podemos distinguir la existencia de tres grupos de parámetros desde el punto de vista de los errores admisibles en su obtención:

1) El primero de ellos está constituido únicamente por el coeficiente de desbordamiento. Afortunadamente la sensibilidad de la solución a sus variaciones es mínima, por lo que podremos adoptar un coeficiente constante para todo el canal, sin preocuparnos excesivamente de que la incertidumbre en su determinación pueda ser elevada, tanto en canales como en cauces naturales.

2) En un segundo grupo nos encontraríamos con el número de Manning, sección transversal (en este trabajo representada por el ancho) y la

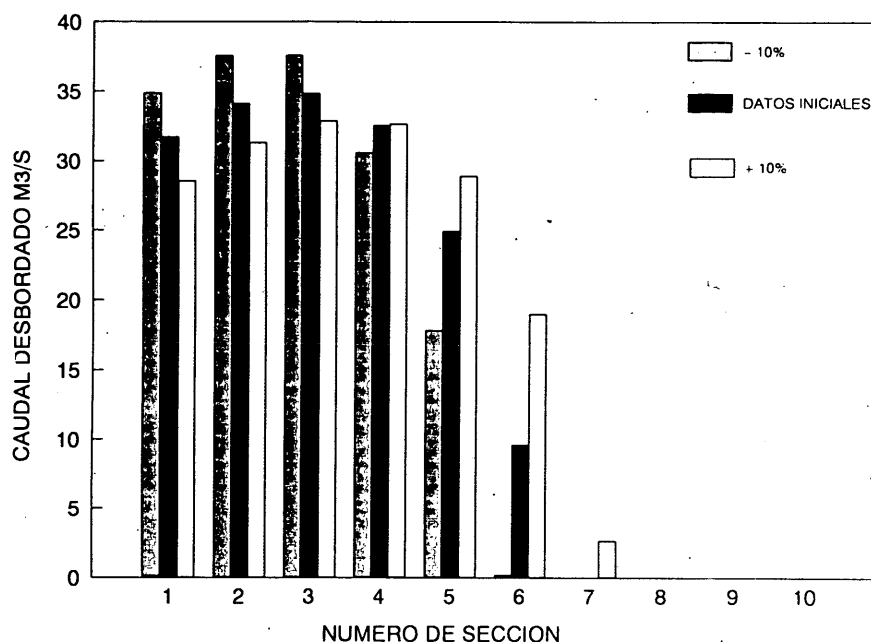
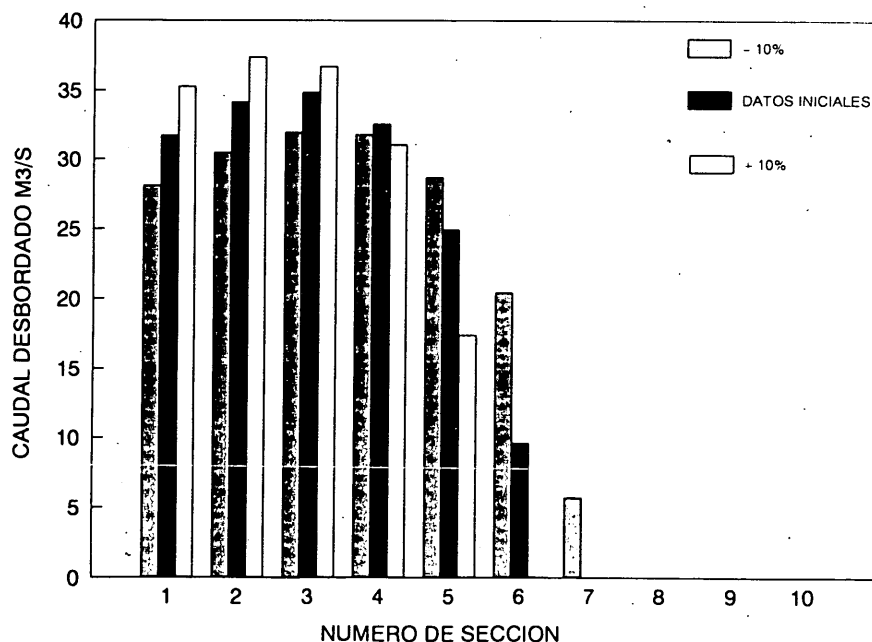


Figura 4. Variación de los caudales desbordados frente a modificaciones del número de Manning.

pendiente. Sus variaciones producen una variación amortiguada de la solución, mayor con la pendiente y menor con el número de Manning. Pendiente y sección transversal son parámetros que obtendremos con una relativa precisión, pero por otra parte, errores de un 10% en la determinación del número de Manning pueden ser habituales.

Figura 5. Variación de los caudales desbordados frente a modificaciones del ancho.



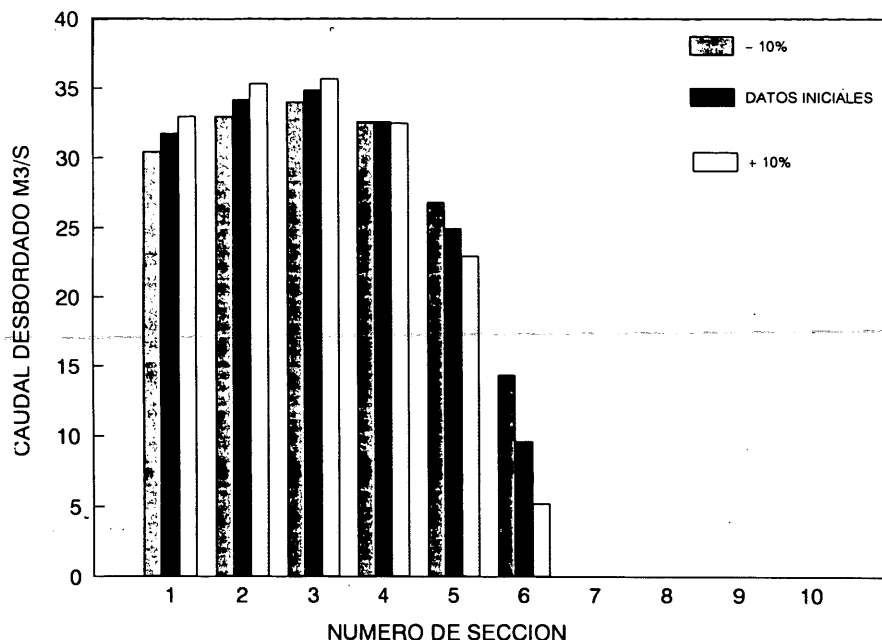
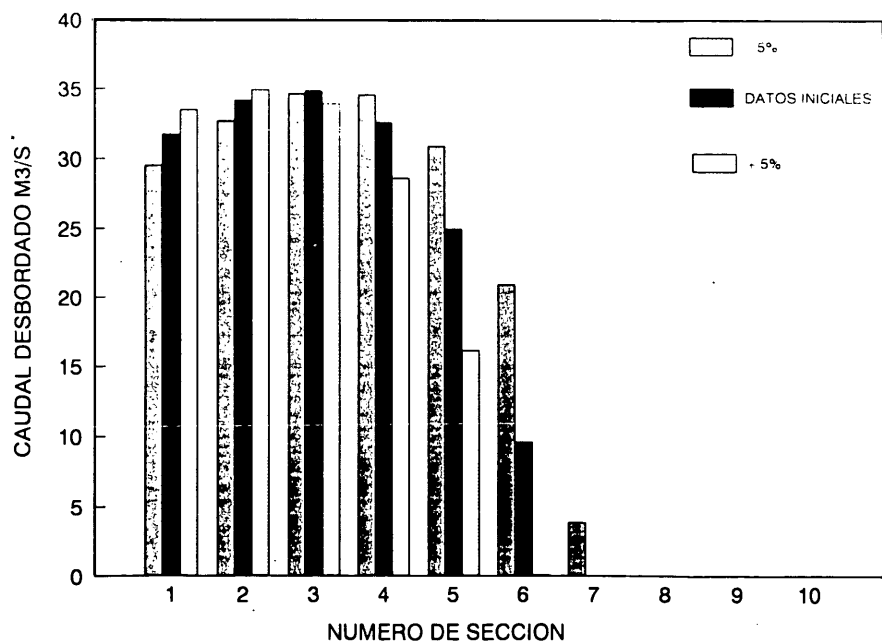


Figura 6. Variación de los caudales desbordados frente a modificaciones de la pendiente.

Figura 7. Variación de los caudales desbordados frente a modificaciones de las cotas de desbordamiento.



4. Relación entre los caudales de entrada y salida en un canal con desbordamiento

Si el caudal que entra en el canal es inferior a la capacidad de desagüe de todas las secciones, no se producirán desbordamientos y el caudal de salida será el mismo. Si se va incrementando el caudal de entrada paulatinamente, llega un momento en el que se supere la capacidad de desagüe de alguna sección, y por tanto el caudal de salida pasa a ser inferior al de entrada.

Es evidente que a mayor caudal de entrada al canal, mayor será el caudal de salida. Sin embargo, hemos observado que ha medida que se incrementa el caudal de entrada los incrementos del caudal de salida son cada vez más pequeños, como si se tratase de una relación de tipo logarítmica. Este efecto se muestra en la figura (9) en la que se han representado los caudales de salida en función de los de entrada del canal de pruebas descrito anteriormente. La razón es que el caudal desbordado definido por la ecuación (6) determina que en relativamente cortas longitudes pueda desbordar grandes cantidades de caudal a poco que se incremente la diferencia de altura entre la lámina de agua y la cota de desbordamiento.

Desde un punto de vista práctico, puede considerarse que existe un valor asintótico del caudal de salida, cuya superación supondría caudales de entrada fuera de lo común. En el caso del canal ideal utilizado en este artículo, se puede decir que un caudal de 82 m³/s difícilmente podrá ser alcanzado en la última sección. Por otra parte, el caudal máximo sin desbordamientos es de 70 m³/s, es decir, si admitimos desbordamientos existe una capacidad de transporte adicional de 12 m³/s aproximadamente.

En la figura (10) hemos representado este efecto para la desembocadura del río Palancia (situación del año 1991). El tramo analizado se corresponde con el cauce de su cono aluvial localizado inmediatamente aguas abajo de la población de Sagunto (Valencia). El caudal máximo para el que no se producen desbordamientos es de solo 110 m³/s. Sin embargo, es materialmente imposible que se superen los 245 m³/s en la desembocadura, puesto que ni siquiera con un caudal de entrada de 5.000 m³/s se alcanza esa cifra. Habría que mencionar que dicho caudal se corresponde con un período de retorno de más de 1.000 millones de años (García-Bartual y Marco, 1992).

Luego si no se realiza ningún tipo de actuación sobre al cauce del río, el máximo caudal que cabe esperar en la desembocadura es de esos 245 m³/s.

Conclusiones

Con el presente trabajo hemos desarrollado un modelo de flujo unidimensional gradualmente variado con posibilidad de desbordamientos laterales. Este modelo, llamado RIOL, no solo resuelve este tipo de problemas, sino que también nos ha permitido explorar ciertas características de estos flujos al variar tanto los parámetros hidráulicos como el caudal de entrada al canal.

Del análisis de sensibilidad hemos encontrado que la solución es en general bastante estable frente a variaciones de los datos de entrada, con la única excepción de la cota de desbordamiento. Por esta razón, en la determinación de estas co-

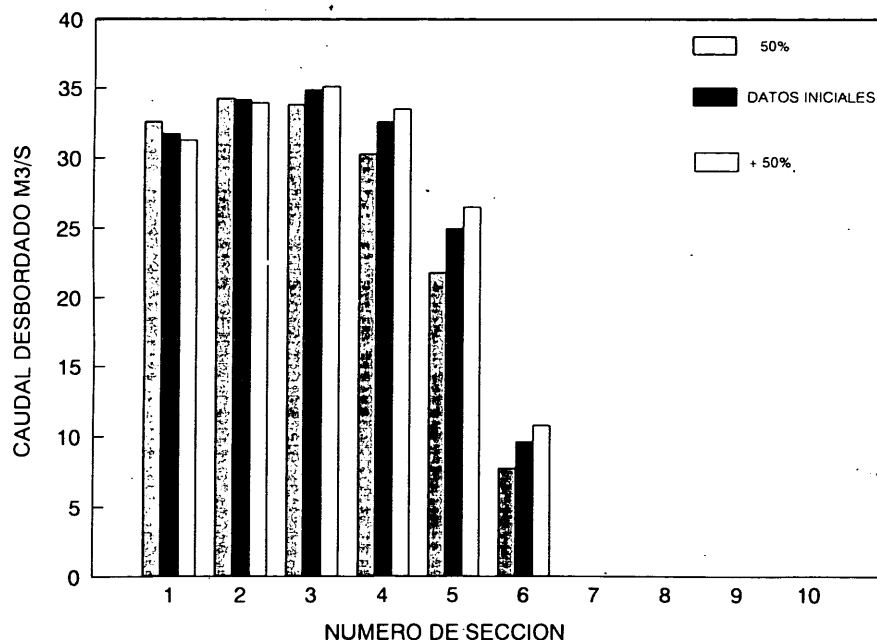


Figura 8. Variación de los caudales desbordados frente a modificaciones del coeficiente de desbordamiento.

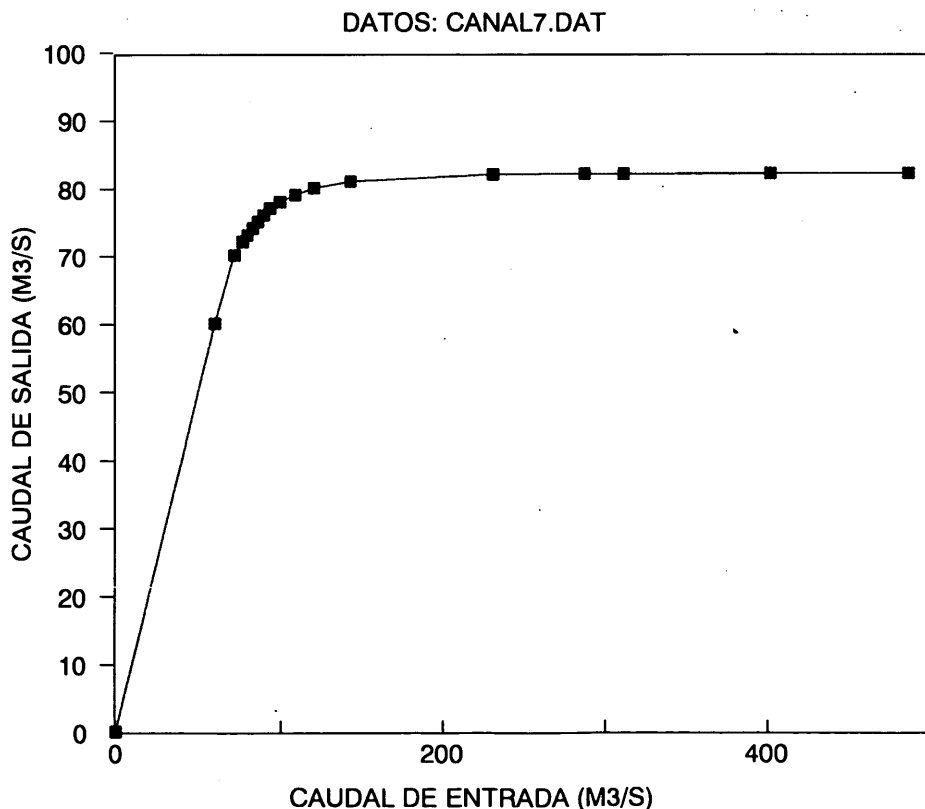
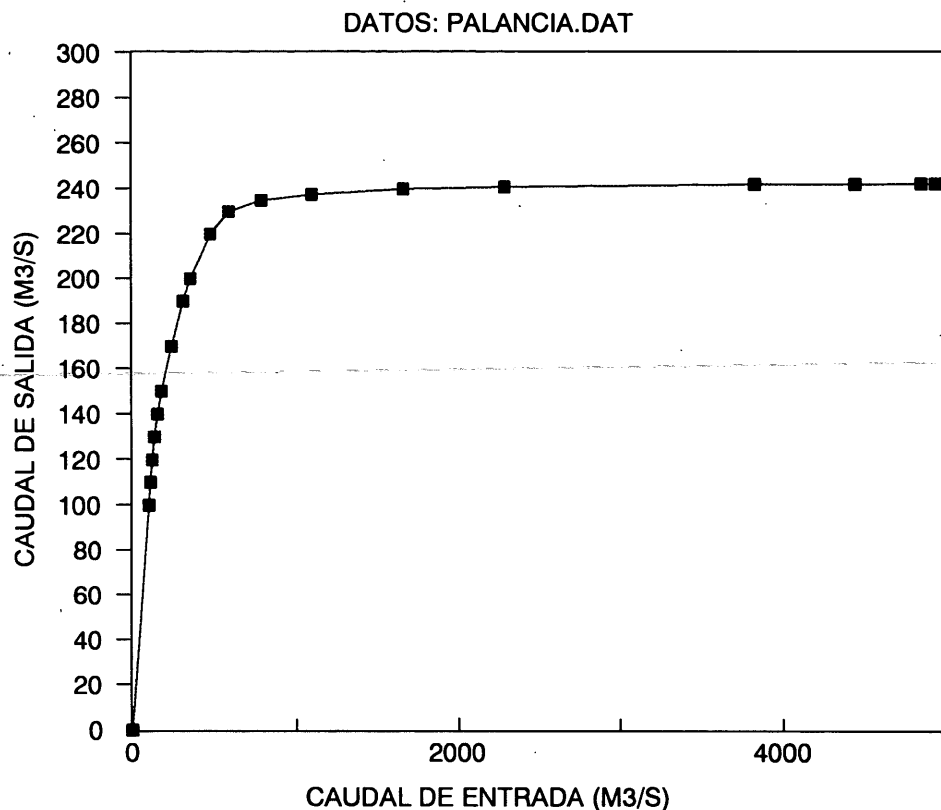


Figura 9. Relación entre los caudales de entrada y salida del canal experimental.

Figura 10. relación entre los caudales de entrada y salida del cono aluvial del río Palancia.



tas es en lo que deberemos de prestar mayor atención.

A nivel local, las mayores variaciones en los caudales desbordados siempre se encuentran en las secciones aguas arriba de donde se inician los desbordamientos, cambiando de signo la variación en las secciones de aguas abajo, aunque en menor medida.

Por otra parte hemos encontrado la existencia de un caudal de salida a efectos prácticos insuperable, que es superior a la capacidad máxima del canal sin desbordamientos.

Referencias

Bakhmeteff, B., 1932. "Hydraulics of open channels". McGraw Hill, New York.

Chow, V., 1959. "Open channel hydraulics", McGraw Hill, New York.

Escribá, D., 1988. "Hidráulica para ingenieros". Librería editorial Bellisco, Madrid.

Ezra, A., 1954. "A direct step method for computing water surface profiles". Transactions, American Society of Civil Engineers, v 119.

French, R., 1988. "Hidráulica de canales abiertos". McGraw Hill, México.

García Bartual, R. y J. Marco., 1992. "Estudio hidrológico del cono aluvial del río Palancia". Informe para la Consellería de Obres Públiques, Urbanisme i Transports de la Comunitat Valenciana.

HEC, 1992, "Application of the HEC-2 split flow option". U. S. Hydrological Engineering Center, Davis, California.

Yuste, J.C. y F. Francés., 1992. "Manual de usuario de los programas RIOL, RIOR y SECCION". Informe interno del Dep. de Ingeniería Hidráulica y Medio Ambiente de la Universidad Politécnica de Valencia. ■