"MODELACION HIDRODINAMICA DE ONDAS DE FRENTE ABRUPTO EN UN RIO DE MONTAÑA"

Andrés Rodriguez
Centro de Investigaciones Hídricas
de la Región Semiárida
CIHRSA (INCYTH CONICET)
Va. Carlos Paz - ARGENTINA

RESUMEN

Se presentan resultados de la modelación hidrodinámica de ondas de crecida en el tramo superior del Río San Antonio (Pcia. de Cba.). Por ser el mismo un río de montaña es necesario tener en cuenta la naturaleza singular del cauce y tipo de crecidas. Se resuelven las ecs. de Saint Venant completas en su forma diferencial conservativa, utilizando diferentes modelos matemáticos fluviales. Se concluyé que para ríos de montaña solo es apto un modelo que considere ecs. conservativas y cambios de régimen ("SV3",[14]). Se destaca tambien la importancia de contar en estos ríos, con mayor información topográfica e hidráulica que en sistemas aluviales, analizando la sensibilidad a la misma teniendo en cuenta su fuerte variabilidad.

ABSTRACT

Outputs from wave hydrodinamical modelling of the upper reach of San Antonio River (Province of Córdoba-Arg.) are presented. Because this is mountain river considerations about pattern of channel and type of waves has to be made. The full Saint Venant equations in its conservative differential form are solved by means of different fluvial mathematical models. It is concluded that for mountains rivers, only models that uses conservative equations and takes into account regime changes are appropiate.

Because of the strong spatial variation of parameters such as river channel geometry and flow resistance it is also highlighted the importance of having more hydraulic and topografical data than required for alluvial streams.

1. INTRODUCCION:

El conocimiento del flujo impermanente en cauces naturales está vinculado a una serie de problemas de la ingeniería hidráulica tan amplios como el aprovechamiento, control y conservación de los recursos hídricos. El estudio de ondas de inundación, rotura de presas, evolución morfológica de cauces y transporte de sedimentos o contaminantes, requiere en muchas oportunidades el conocimiento de las características medias de la corriente y su variación en el espacio y tiempo. Estas características pueden ser obtenidas mediantes modelos matemáticos unidimensionales, de los cuales los modelos basados en las ecuaciones de Saint Venant son los más utilizados. Actualmente la modelación de ondas de crecida es práctica corriente en la hidráulica fluvial computacional. Pero el caso de ondas de crecida en ríos de montaña presenta una serie de características que deben ser tenidas en cuenta a fin de representar correctamente el fenómeno físico.

Por una parte es necesario considerar la naturaleza de las ondas de crecida, ya que tienden a formar frentes abruptos (similares a los de rotura de presa), debido a la combinación de precipitaciones torrenciales con fuertes pendientes en cuenca y cauce, lo que se refleja en efectos hidrodinámicos no lineales, algunos de ellos no representados por las Ec. de Saint Venant.

Por otra parte, se deben representar adecuadamente las características geométricas e hidráulicas del cauce. Los ríos de montaña presentan fuertes variaciones tanto longitudinales, (rápidas y pozos), como en planta, (como codos, expansiones o contracciones).

Estas singularidades pueden provocar, entre otros efectos, pérdidas locales y cambios de régimen que deben ser considerados en los análisis teóricos. Por ejemplo, el cambio de régimen condiciona la formulación del problema, especialmente para las condiciones de borde. Además, los errores cometidos en la estimación de la resistencia se transmiten directamente a las variables de interés, como caudales y niveles.

En la resolución del escurrimiento impermanente en cauces naturales, existe una amplia experiencia. Especialmente en el caso de sistemas aluviales de llanura (Pujol-1974 [1], Cunge-1980 [2], Price-1985 [3], Abbott-1980 [4] o Menendez-1987 [5]), o roturas de presas (Katopodes-1978-1986 [6] [7], Menendez-1984 [8]). Pero los métodos de resolución clásicos para uno u otro tipo, presentan algunos problemas cuando se quiere modelar ondas de crecida en ríos de montaña. Por esta razón se seleccionó un esquema numérico apto para simular cambios de régimen y ondas abruptas, desarrollado en el Laboratorio de Hidráulica Aplicada de INCYTH. El mismo ha sido utilizado para pronosticar ondas de crecida en el Río Plomo (Mza.), [9].

Pero la naturaleza y objetivo del presente trabajo no es simular eventos (por ejemplo, con fines de pronóstico), sino realizar un análisis crítico y validación del método numérico mencionado, mediante la comparación con eventos medidos. Se debe resaltar además, que en sistemas fluviales de montaña la "estimación" de variables geométricas y coeficientes de resistencia puede conducir a errores importantes en los resultados.

2. ANTECEDENTES Y ANALISIS DEL FENOMENO

El análisis unidimensional del escurrimiento no uniforme e impermanente en ríos está descripto por las ecuaciones de Saint Venant (Saint Venant-1881 [10]). Las mismas estan basadas en los principios de conservación de masa y cantidad de movimiento. Es importante destacar que las mismas describen adecuadamente fenómenos de la escala de ondas de crecida, no escalas menores como las de corrientes secundarias, vórtices o estructura turbulenta del flujo. Es decir que si bien en el frente de la onda puede formarse una "pared" donde se violan las hipótesis de las ecuaciones consideradas, el análisis permite considerar al frente como una discontinuidad que avanza por el cauce. En función del cambio total de profundidad entre el nivel delante y en la cresta , la onda puede ser ondulada o abrupta (Jensen-1984 [11]), cabe mencionar que no se conocen informes de frentes ondulados en cauces naturales, si en canales artificiales (Mahmood y Yevjevich [12]).

El análisis detallado del cuerpo de hipótesis y formulación teórica del sistema de ecuaciones de Saint Venant no es objeto de este trabajo, pero puede verse en la referencia [13].

Estas ecuaciones pueden presentarse principalmente en dos formas. Una, la mas comun, llamada forma "convergente" y otra denominada forma "divergente" o "conservativa",[2]. Para el caso particular de este trabajo es necesario utilizar las ecuaciones en la segunda forma. Esto se debe a que solo la forma divergente garantiza la conservación teórica, (no numérica), de masa y cantidad de movimiento cuando alguna de las variables sea discontinua. Estas discontinuidades pueden aparecer en el frente de una onda abrupta o en un brusco cambio geométrico del cauce.

El sistema en su forma diferencial puede ser escrito de la siguiente forma:

a) Ecuación de Continuidad:

$$\partial A/\partial t + \partial Q/\partial x = q \qquad (1)$$

b) Ecuación de Cantidad de Moviento:

$$\partial Q/\partial t + \partial(\beta Q^2/A)/\partial x + \tfrac{1}{2}\partial(g\AE)/\partial x = gA(Io-If) + \tfrac{1}{2}g\mu + qU1 \qquad (2)$$

donde:

A : sección transversal
Q : caudal
q : caudal por aportes laterales
β : coeficiente de cantidad de movimiento de Boussinesq
g : aceleración de la gravedad
I_o: pendiente de fondo
I_f: pendientede fricción
U_l: componente de la velocidad de q en la dirección del flujo
$\mathcal{A}$: momento areal = $2çA$, siendo $ç$ el centroide de la sección
h : tirante
y μ : coeficiente de divergencia del cauce = $| \partial\mathcal{A}/\partial x |_h$

Este sistema pero en forma integral ha sido propuesto por Cunge y otros,[2].

Para resolver estas ecuaciones diversos autores han utilizado distintos métodos y esquemas numéricos. Por ejemplo el método de las características con red arbitraria de puntos o a intervalos específicos; esquemas de DF explícitos como los de Lax-Wendrof, de tipo predictor-corrector como el de Mac Cormack [16], o implícitos como el de Menendez [14]. Existen casos de resolución de las ecuaciones de Saint Venant por Elementos Finitos, como el realizado por Nwaogazie [17], pero no presentan ventajas sobre Diferencias Finitas. En teoría, el método puro de las Características es el más adecuado, pero su programación resulta bastante compleja y requiere una constante interpolación de los datos geométricos en x y t, por lo que su aplicación no es común.

La introducción de disipación numérica (interpolación, pseudoviscosidad u operadores disipativos), tiene por objeto "suavizar" las variables calculadas y constituye una forma efectiva de lograr mejores resultados. Casi todos los métodos, en casos de prueba con secciones rectangulares y pendiente uniforme, dan resultados similares a soluciones analíticas. Sin embargo, los métodos numéricos aplicados a casos reales suministran resultados que pueden diferir significativamente entre ellos.

Esquemas como el de Lax-Wendroff, con un suplemento de pseudoviscosidad numérica, introducen un amortiguamiento suficiente para conservar el cálculo, pero no satisfacen la ecuación de continuidad (1). Algunas variantes del método predictor-corrector aplicados a datos geométricos "sin suavizar", crean energía en el sistema de cálculo. Aparecen a menudo inestabilidades numéricas, y la línea de energía crece descontroladamente. Es importante destacar que un mayor orden del esquema (como los de Lax-Wendroff o Mac Cormack) no solamente contribuye a conservar masa y cantidad de movimiento, sino que también mantiene discontinuidades que no son debidas a la no linealidad de las ecuaciones (1), (2), sino a los datos. Pueden aparecer discontinuidades en parámetros tales como pendiente, ancho o área; las mismas solo son mantenidas y propagadas por esquemas no disipativos.

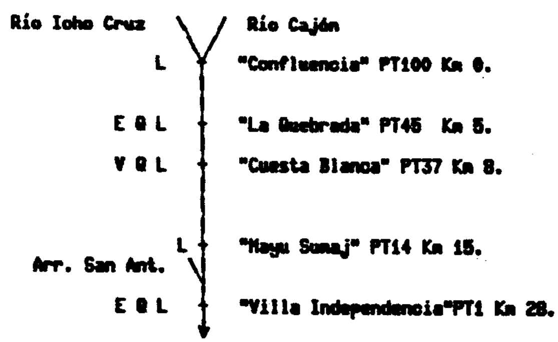
En general se presentan dos posibilidades: suavizar los datos o los resultados, pero no hay acuerdo todavía sobre cual alternativa es más adecuada.

Otro caso que se presenta a veces es la no conservación del volúmen durante el cálculo (esquemas tipo Lax); esto se soluciona utilizando un esquema conservativo con las ecs. en forma divergente. Algunos esquemas implícitos, como el de Preissman, fracasan cuando se producen cambios de régimen, especialmente en los bordes. Vasiliev [12] propuso un esquema implícito donde la discretización utiliza diferencias adelantadas en t y centradas en x. Menendez [14] modificó dicho esquema, retrasando la derivada espacial en la ec. de continuidad. Su modelo, (SVIII) desarrollado con este esquema, linealiza las ecuaciones iterátivamente y utiliza condiciones de Neuman homogéneas en los bordes, permitiendo el cambio automático de régimen, y su consecuente cambio en el número y tipo de condición de borde (especialmente en la de aguas arriba).

3.CASO DE ESTUDIO, CARACTERISTICAS HIDRAULICAS DEL RIO SAN ANTONIO:

El tramo considerado tiene 28 km. de longitud, pero resulta de mayor interés por sus características físicas su porción superior de 8 Km, (plano n° 1). Se extiende desde la confluencia de los ríos Cajón e Icho Cruz, ("Confluencia"-km 0.-PT100) hasta "Cuesta Blanca" (km. 8-PT37). Se midieron 21 perfiles transversales en el tramo superior y 38 en el tramo inferior, que se extiende a continuación del anterior hasta "Villa Independencia" (km. 28-PT1).

Esquematización del sistema fluvial



(L:limnigrafo E:estación de aforo
V:vertedero Q L:limn. y curva H-Q)

En las fig. n° 2 y 3 se observa el perfil longitudinal del tramo superior y la variación estre secciones transversales.

Como condiciones de borde se utilizaron alternativamente limnigramas (H,T), hidrogramas (Q,T) y curvas H-Q.

Las principales características hidráulicas del tramo modelado se analizan en la referencia [15], y pueden resumirse en:

Tramo:	Superior	Inferior
.Longitud:	8 Km.	20 Km.
. Δx:	250 m	500 m
.Pendientes:	1 - 5 %	0,5 - 1,5 %
.Tipo de cauce y lecho:	altamente variable con grandes bloques	variable con sedimentos gruesos y arena.

a. La resistencia al escurrimiento es de gran escala de rugosidad, con altos valores (n~0,1) y variabilidad entre secciones y con el caudal (>100%).

b. Las ondas de crecida son dinámicas en su rama ascendente debido a la importancia relativa que alcanzan los términos de aceleración local y convectiva (hasta el 20% del gradiente de energía).

c. El tipo de régimen cambia con el caudal y la pendiente del tramo. El número de Froude (Fr) supera la unidad con caudales altos, especialmente en las "rápidas".

d. El mecanismo de disipación de energía está costituido, principalmente, por las pérdidas por forma ocasionadas por macrorugosidades del lecho y singularidades del cauce. Estas frecuentes singularidades son contracciones, afloramientos, expansiones y quiebres longitudinales (que se reflejan en sistemas de rápidas y pozos característicos).

4.PROCEDIMIENTO SEGUIDO Y RESULTADOS:

Se utilizaron los suiguientes modelos matemáticos:

Modelo \	Ecs. utilizadas	Forma de las ecs.	Met. Numérico y esquema
EZEIZAIII	Cant.Mov. y Cont.	Dif.no conservativa	DF"Preissman"
EZEIZAIV	Cant.Mov. y Cont.	Dif. conservativa	DF"Preissman"
SVIII	Cant.Mov. y Cont.	Dif. conservativa	DF "Menendez"
HECII(*)	Energía y Cont.	Diferencial	DF esq. expl.

(*): régimen permanente

Todos ellos son aplicables a ríos de llanura, donde el régimen es subcrítico y las variaciones geométricas del cauce y ondas de crecida son suaves.

El primer modelo (EZEIZAIII), fue aplicado al tramo inferior del río San Antonio con pendientes menores a 1,5 % y ondas rápidamente variables. La propagación de estas ondas abruptas se muestra en la figura n°1. Se notó en este caso, además de la variabilidad de los coeficientes de rugosidad (obtenidos en el ajuste de niveles a valores medidos), que las celeridades calculadas eran sensiblemente mayores (25 %) a las medidas en crecientes similares. La explicación de ello fue que las ondas simuladas eran del tipo "escalón". Al desplazarse sobre un tirante mayor, era lógico esperar mayores celeridades.

En el tramo superior, en cambio, el escurrimiento no pudo ser simulado mediante modelos con esquemas de DF implícitos del tipo de Preissman, aún utilizando las ecs. de Saint Venant en forma conservativa, (modelo EZEIZAIV). Las inestabilidades crecían rápidamente interrumpiendo el cálculo.

De acuerdo a lo mencionado por su autores, el modelo SVIII resultó apto para simular escurrimientos rápidamente variados con cambio de régimen.

El procedimiento seguido consistió en intentar inicialmente una "precalibración" mediante un modelo simplificado. Se utilizó a estos fines, en modelo HECII, [16], el cual permite simular flujo permanente no uniforme, con dos opciones:

a) dados geometría, caudal, y **NIVELES**, calcula velocidad y **RUGOSIDAD**, en cada sección.

b) dados geometría, caudal, y **RUGOSIDAD**, calcula velocidad y **NIVELES**, en cada sección.

Este procedimiento de precalibración fue válido en el tramo inferior; en cambio, su aplicación no resultó satisfactoria en el tramo superior, debido a la no coincidencia de valores de rugosidad y nivel entre las corridas con opciones "a" y "b". Además, se comprobó que los valores del coeficiente de Manning (n), (con los mismos datos y en una sección determinada: PT45), diferían en un 20 % entre los modelos HECII y SVIII:

Valores medidos:
$Q = 100\ m^3/s$, $h = 3{,}40\ m$ Sección: PT45
Valores calculados:
n(HECII) = 0,138
n(SVIII) = 0,113 ===> $\Delta n = 22\ \%$

En el ajuste con datos medidos,los valores de rugosidad se ubicaron (tabla n°1), entre 0,1100 y 0,0400 entre las distintas secciones. Esta variación (175 %) es importante, y más aún si se tiene en cuenta la variación de la resistencia con en tirante en cada sección. En la fig n° 4a se muestra la variación entre 0,1496 y 0,0488 (206 %), al ajustar caudales con tirantes medidos en una sección de aforo (PT45).

Otro coeficiente importante es el coeficiente de Bousinesq ,$\beta=\Sigma((ui)^2 Ai)/(U^2 A)$ que mejora la hipótesis simplificada de velocidad uniforme en una sección, en la ecuación 2 de cantidad de movimiento. Su valor recomendado normalmente oscila entre 1,05 y 1,17 [17]. Puede observarse en la figura n° 4a que los valores medidos, aún en una sección y tramo relativamente uniforme (sección de aforo PT45), son cercanos y aún mayores al máximo.

Con el objeto de analizar la sensibilidad del resultados a los distintos datos, se efectuaron corridas suavizando progresivamente c/u de ellos. Los resultados se presentan en la tabla n°2. De los ocho ensayos realizados, seis corresponden a la propagación de una onda de crecida doble (analizando el 2° pico), y los dos últimos a una onda con pico único.

Los casos simulados corresponden a:

Caso 1: tramo con información completa: rugosidad ajustada por sección para Q=1500 m³/s, 21 secciones transversales y 20 cambios de pendiente medidos.
Los siguientes van incluyendo distintas simplificaciones y sus combinaciones, variando la forma de las secciones (adoptando una forma única e igual a PT45 por ser intermedia), las pendientes (adoptando un solo quiebre en los 8 Km), y la rugosidad (adoptando un valor único e igual a 0,05).
El caso 6 considera todos los datos suavizados.

Otro aspecto de interés reflejado en las corridas fueron los distintos tipos de inestabilidades y oscilaciones numéricas y físicas que aparecían en los resultados al existir algún error en los datos. Por ejemplo, en la fig. 5a se observan las variaciones de Q (ó h) en los sucesivos nodos al ser incompatibles las condiciones iniciales de Q,h,i y n, equilibrándose las distintas variables en aproximadamente 15 Δt.
En la figura 5b se muestran las oscilaciones en la condición de borde de aguas abajo al ser incorrecta la ecuación H-Q. Estas oscilaciones no se propagaban aguas arriba, ni crecían, pero tampoco se amortiguaban con el tiempo.
En las fig. 5c y 5d se muestra un caso en el cual las oscilaciones del caudal se producen en un nodo localizado a partir de un umbral de aproximadamente 350 m³/s. Esto se debe a que la rugosidad que ajusta niveles en caudales bajos no es válida para caudales intermedios y altos. En general la situación inversa es tolerada numéricamente (por lo que conviene comenzar la calibración con caudales altos subestimando la resistencia). Al igual que el caso 5b, las oscilaciones solo influían en los nodos inmediatamente próximos, sin amortiguarse en el tiempo.

En las fig. 6 y 7 se muestran las ondas en nodos sucesivos. En el caso 6a se observa un rápido amortiguamiento del primer pico. Para ello existen razones numéricas y físicas. Por un lado las componentes de menor longitud son las que más rápidamente se amortiguan, y por otro, el primer pico avanza sobre un tirante significativamente menor, por lo que los almacenamientos en el cauce lo afectan en mayor medida.

Se puede observar también la diferencia en la amplitud y celeridad entre los casos de onda simple y doble. El segundo pico duplica la velocidad del primero, además de amortiguarse menos. Respecto a los valores medidos, la celeridad del pico único parece más realista. La celeridad medida fue 4,5 m/s contra 5 m/s de la onda calculada. En ondas con picos menores a 500 m^3/s las ondas calculadas eran un 20 por ciento mas rápidas que las medidas. Esta diferencia crecía al disminuir los picos.
En la fig. 7 se observa el rápido amortiguamiento que sufre una onda ficticia. Esta es prácticamente un "impulso" de duración $7\Delta t$ ($\simeq 90$ s), que muestra un rápido amortiguamiento de las ondas cortas.

5.CONCLUSIONES:

De las experiencias realizadas y del análisis de los resultados puede destacarse que:

a) En ríos de montaña, las crecidas pueden formar ondas abruptas y el régimen del flujo cambia de subcrítico a supercrítico como se muestra en la tabla 1 (tanto entre secciones como al crecer el caudal). Estas características se pueden modelar adecuadamente mediante las ecs. de Saint Venant en forma conservativa, a través de esquemas numéricos de Diferencias Finitas implícitos como el presentado por Menendez en el modelo SVIII.

b) Estos cauces presentan fuertes variaciones en su forma, pendiente y rugosidad, que se reflejan de manera diferente en los resultados (fase y amplitud en las ondas de niveles y caudales).

Influencia sobre la celeridad:

Lógicamente la suavización del cauce acelera las ondas (hasta un 20% en la onda doble y un 10% en la onda simple). Pero se ha determinado que, de todos los datos, los quiebres de pendiente son los que influyen en mayor medida. Tambien en la tabla 2 puede verse la reducida influencia de los cambios de sección sobre la celeridad.
Comparando las ondas doble y simple, se observa que los segundos picos aparecen con celeridades bastante altas, ($\sim$10 m/s). En cambio la celeridad de la onda de pico único resultó bastante cercana a los valores medidos (Ccalc.= 5 m/s y Cmed.= 4,5 m/s). Estos valores son aceptables, máxime si consideramos que la celeridad disminuye con una mejor representación del cauce (principalmente un mayor número de quiebres), y que el caso representado con 21 perfiles obviamente es una simplificación del cauce real.

Influencia sobre el amortiguamiento:

Todos los casos para una onda doble estuvieron alrededor del 10%, notándose solo una leve tendencia a un mayor amortiguamiento (3,2%) con cauce variable.

El amortiguamiento de la onda simple es mayor, (20%), y el caso con cauce variable amortigua un 5% más que el cauce uniforme.

c) Las variaciones de rugosidad no influyen en forma importante sobre la amplitud o celeridad de la onda de caudales, pero sí sobre los niveles (a una potencia ~3/5 si se considera el coeficiente de Manning). Por lo tanto cuando sea de interés predecir niveles de inundación, es importante considerar los valores y variabilidad de la resistencia en estos cauces. Para el río San Antonio se observaron resistencias hasta 4 veces mayores que las típicas de ríos aluviales y los rangos de variabilidad fueron 175% entre secciones, y 206% en una sección al cambiar el tirante.

6.REFERENCIAS:

[1] Pujol, A., y Dolinkue, A. (1974) Modelo Hidrodinámico Ezeiza III, Informe del Laboratorio de Hidráulica Aplicada del Incyth,Ezeiza,Septiembre.

[2] Cunge, J., Holly, F. y Verwey, A. (1980) Practical Aspects of Computational River Hydraulics, Pitman Pub.Ltd.London.

[3] Price, R. (1985) "Flood Routing" en Developments in Hidraulics Engineering -3, Ed. por Novak, P., Elsevier Apl. Sc. Pub., Holanda.

[4] Abbot, M. (1980) Computational Hydraulics: Elements of theory of free surface Flows, Pitman Pub. Ltd. London.

[5] Menendez, A. (1987) Ezeiza IV: Un sistema Computacional para el cálculo de la traslación de ondas en rios y canales, Informe del Laboratorio de Hidráulica Aplicada del Incyth,Ezeiza,Septiembre.

[6] Katopodes, N. y Strelkof, T (1978) Computing two dimensional Dam-Breack Flood Waves, Journal of Hyd. Div., Vol. 104, N°HY9,Sep ASCE.

[7] Katopodes, N. y Wu Chien-Tai (1986) Explicit Computation of Discontinuos Channel Flow, Journal of Hyd. Eng., Vol 112, N°6, June. ASCE.

[8] Menendez, A. y Quinodoz, H. (1984) Simulación Numérica de Ondas de Rotura de Presas en dos Dimensiones, XI Congr. Lat. de Hidráulica. Bs. As. Noviembre.

[9] Menéndez, A. y Carreras, P. (1986) Simulación Numérica de Ondas Abruptas en un Río de Fuerte Pendiente, Tomo III, XII Congr. Lat. de Hca. Sep. Brasil.

[10] Saint Venant, A. J. (1881) Théorie du mouvement non permanent des eaux avec application aux crues des rivières et à introduction des marèes dans leurs lits, Comptes Rendus de L'Académie des siences. T. 73.

[11] Janssen, P. et Al (1979) **Principles of River Engineering**, Pitman Pub. Ltd. London.

[12] Mahmood, K. y Yevjevich, V. (1975) **Unsteady Flow in Open Channels**, Water Resources Publications.Fort Collins, Colorado.

[13] Pujol, A. y Menéndez, A. (1987) **Análisis Unidimensional de Escurrimiento en Canales**, Eudeba, Bs. As.

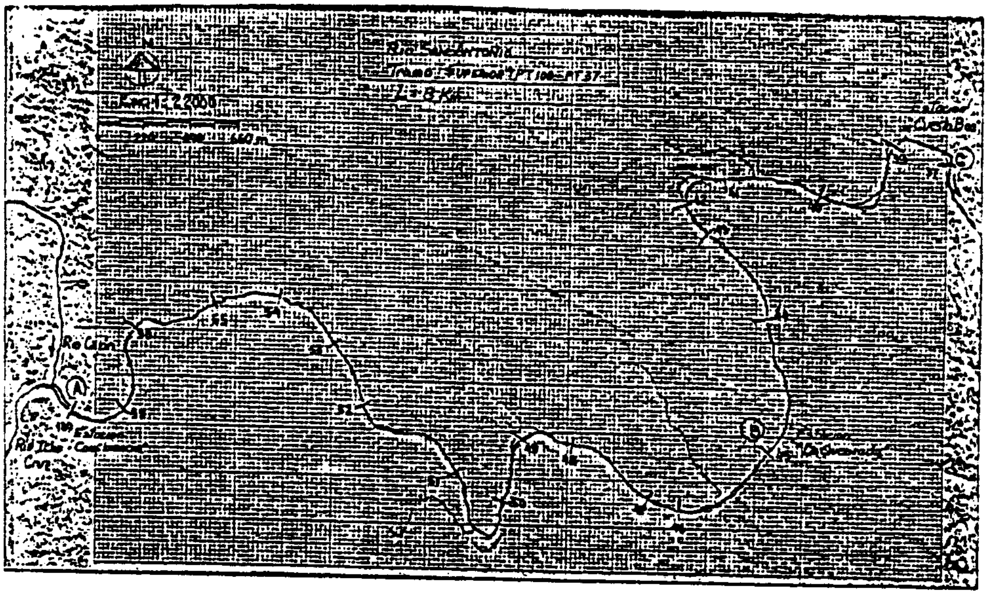
[14] Menéndez, A. y Carreras, P. (1987) **Un método numérico para simular ondas de Inundación con Frentes Abruptos en escurrimientos con cambios de Régimen**, Informe del Laboratorio de Hidráulica Aplicada del Incyth, Ezeiza, Enero.

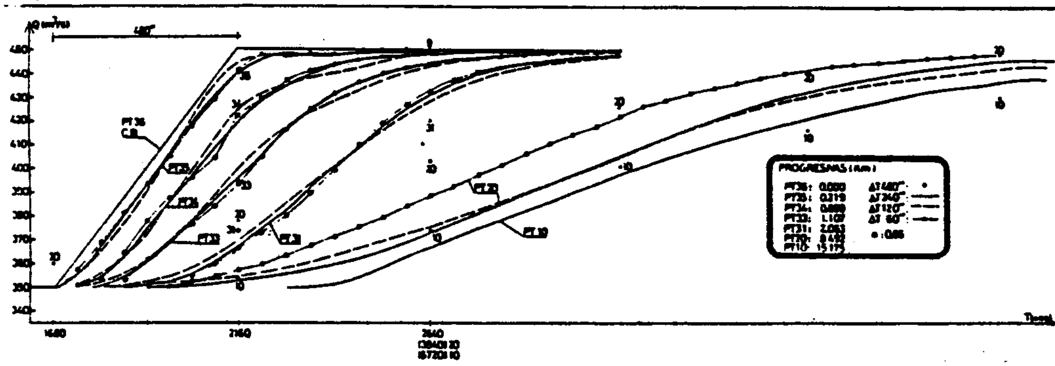
[15] Rodriguez A. (1987) **Anal. de Caract. y Comp. Hid. de un Río de Montaña de la Reg. Semiárida**, Inf. Int. CIHRSA (INCYTH), Va. Carlos Paz, Nov.

[16] Hydrologic Eng. Center (1976) **HEC2 Users Manual**, HEC-Davis California.

[17] Chow, Ven Te (1982) **Hidráulica de Canales Abiertos**, Ed. Diana, México.

Plano n° 1:Río San Antonio (Tr. Superior)





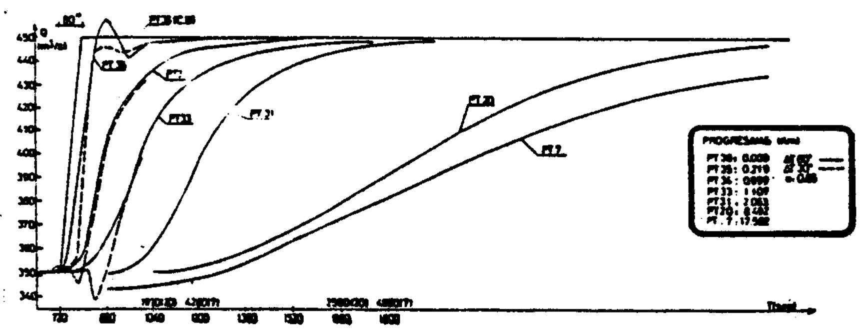


Fig. n°1: Traslado de ondas "escalón" en al tramo inferior Río San Antonio.

Tabla nº 2: PT100-PT37 (L=8Km) /\x=250m /\t=25"

Caso:	Hidrog. Nº de picos	T traslado: Frente [seg]	Pico [seg]	Celeridad: Frente [m/s]	Pico [m/s]	Tfrente - Tpico [seg]	Caudal Pico [m³/s]	Amortig. [%]
1. Rugosidad y cauce variables (MEDIDO)	2	1125	2500	7,11	9,14	925	839,4	11,6
2. Rugos. y pendiente variables secc. unif (PT45)	2	1225	2500	6,5	9,14	825	850,8	10,4
3. Rugos. y secciones variables pend. unif (2 tramos)	2	1100	2450	7,27	9,70	900	853,0	9,9
4. Rugos. uniforme (n=0,05) cauce variable	2	1050	2475	7,62	9,41	975	845,0	11,1
5. Rugos. variable cauce uniforme	2	1150	2350	6,96	11,03	750	850,7	10,5
6. Rugos. y cauce uniforme	2	1050	2425	7,62	10,00	925	867,0	8,7
7. Rugosidad y cauce variables (MEDIDO)	1	1050	2325	7,62	5,00	825	720,7	24,1
8. Rugos. y cauce uniforme	1	1050	2075	7,62	5,90	575	757,8	20,2

Tabla nº 1

Calibración del modelo Hidrodinámico SVIII, para el Río San Antonio (Pcia. Cba.), tramo superior, en régimen permanente con un caudal de 1500 m3/s. Los niveles medidos corresponden a lineas de resaca.

TIEMPO DE CONVERG= 0.780E+03 seg. DT: 10 seg. DX: 125 m

nº PT	XSC(J) [Km]	H(J) [m snm]	TICALC [m]	TIMED [m]	Fr [ ]	U(J) [m/s]	Q(J) [m3/s]
1 100	0.000	933.920	5.100	5.1	<1	5.239	1500.000
2	0.125	929.678	4.510			7.102	1499.999
3	0.250	926.364	4.846			7.309	1499.997
4	0.375	923.084	5.218			7.505	1499.987
5 99	0.500	919.281	5.577	5.6	>1	8.268	1500.009
6	0.625	916.092	6.962			7.996	1500.023
7 98	0.750	915.310	10.326	10.3	<1	5.915	1500.021
8	0.875	914.304	10.538			5.121	1500.026
9	1.000	911.943	9.395			5.486	1500.051
10	1.125	910.013	8.682			5.529	1500.021
11 55	1.250	906.858	6.934	6.9	~1	6.922	1500.046
12	1.375	904.237	7.492			6.497	1500.051
13	1.500	901.577	8.013			6.141	1500.048
14 54	1.625	898.796	8.412	8.4	<1	5.935	1500.048
15	1.750	894.124	7.909			7.378	1500.049
16	1.875	889.683	7.837			8.714	1500.062
17 53	2.000	887.268	8.495	8.5	<1	7.303	1500.041
18	2.125	885.209	7.861			6.477	1500.070
19	2.250	882.911	6.987			6.310	1500.065
20 52	2.375	879.232	6.085	~5.5	~1	7.087	1500.052
21	2.500	876.039	6.662			5.846	1500.056
22	2.625	872.767	7.162			4.934	1500.064
23	2.750	869.301	7.467			4.373	1500.074
24 51	2.875	864.821	7.254	~7.5	<1	4.636	1500.056
25	3.000	859.519	7.132			5.366	1500.049
26	3.125	854.201	6.994			6.346	1500.051
27 50	3.250	848.966	6.939	6.9	~1	7.498	1500.042
28	3.375	846.073	6.955			5.931	1500.048
29 49	3.500	843.187	6.381	6.5	<1	5.297	1500.036
30	3.625	838.671	5.138			6.886	1500.038
31	3.750	832.641	5.561			8.804	1500.014
32	3.875	827.373	6.744			10.991	1500.027
33 48	4.000	824.617	8.207	8.2	~1	8.264	1500.018
34	4.125	822.680	7.909			5.946	1499.999
35	4.250	819.551	6.419			6.230	1499.937
36	4.375	815.341	5.958			8.805	1499.926
37 46	4.500	813.111	8.708	8.7	>1	10.555	1499.862
38	4.625	812.296	9.724			6.530	1499.758
39	4.750	809.538	8.796			6.528	1499.607
40	4.875	806.649	7.738			6.816	1499.463
41 45	5.000	804.371	7.291	7.2	<1	6.421	1499.463

n	PT	n	PT
0.0500	pt100	0.0460	pt 99
0.0660	pt 98	0.0[illegible]	pt 55
0.0760	pt 54	0.0450	pt 53
0.0450	pt 52	0.1110	pt 51
0.0490	pt 50	0.0660	pt 49
0.0460	pt 48	0.0490	pt 47
0.0540	pt 46	0.0450	pt 45

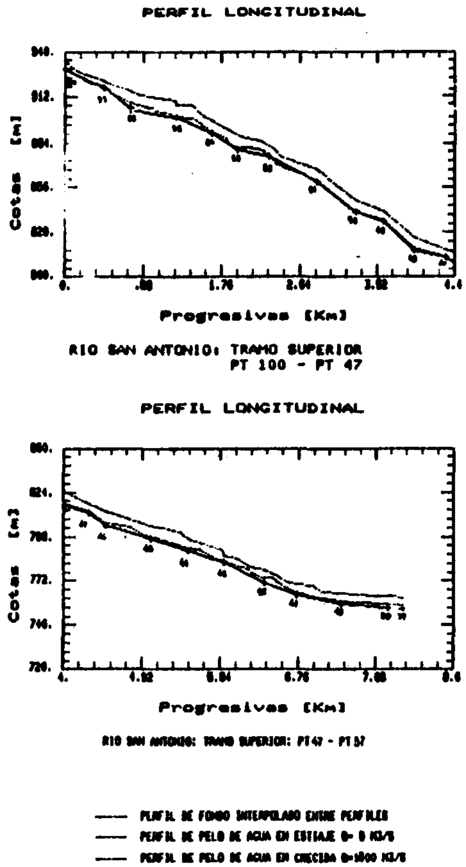


Fig. n°2

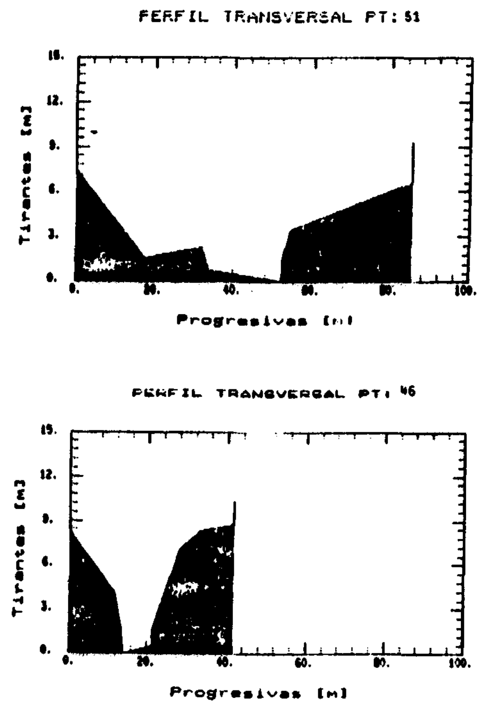
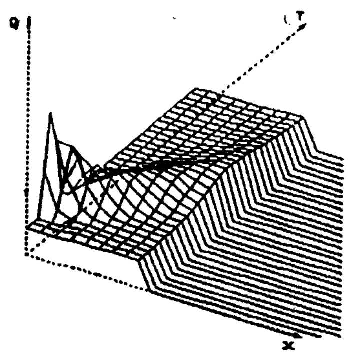


Figura n° 3
Variabilidad geométrica entre perfiles transversales



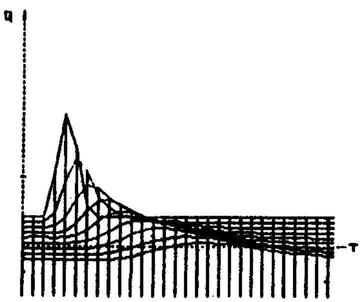


Fig. nº7 a y b.

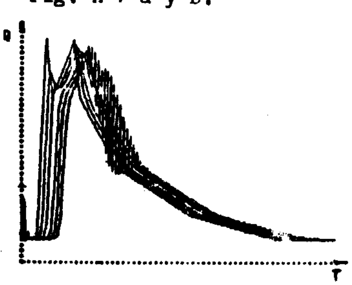
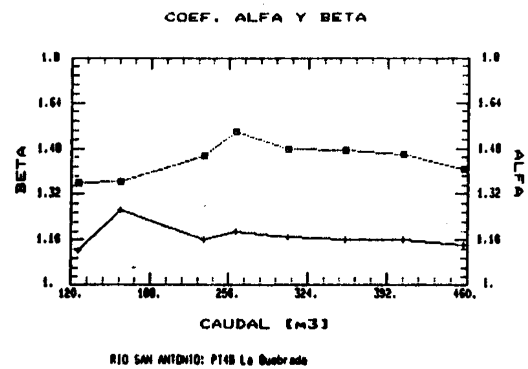


Fig. nº d: Osc. en PT45



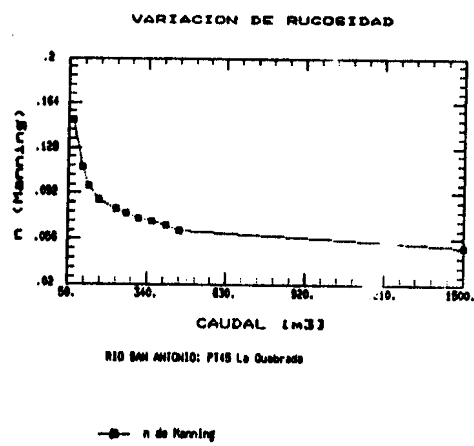
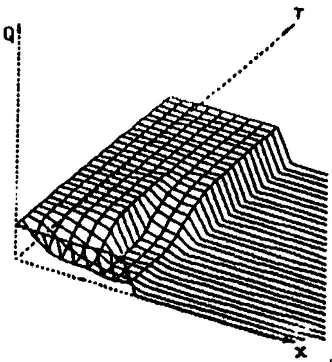


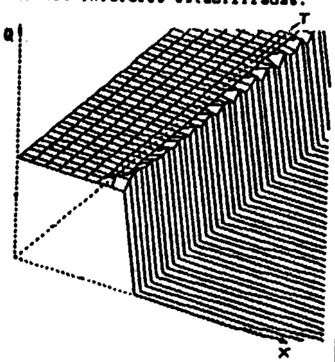
Figura nº 4 a y b.
Variabilidad de parámetros hidráulicos en una sección

CONDICIONES DE BORDE: A ↑ ==> Q ; A ↓ ==> H-Q
Sin Condiciones Iniciales estabilizadas.

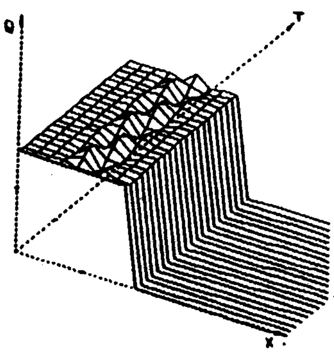


5 a) Oscilaciones iniciales.
Por incompatibilidad de: caudal, tirante, pendiente y resistencia.

CONDICIONES DE BORDE: A ↑ ==> Q ; A ↓ ==> Q.H
Con Condiciones Iniciales estabilizadas.

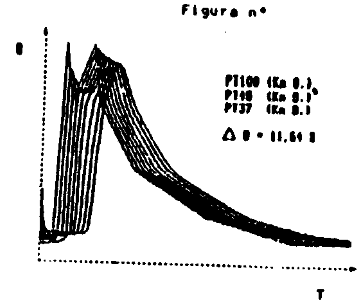


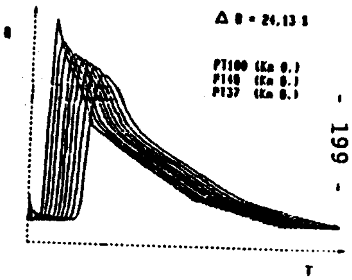
5 b) Oscilaciones de borde, en la Cond. de Cont. de Aguas Abajo, por error en la curva H-Q.



5 c) Oscilaciones por incorrecto valor de rugosidad en sección intermedia (PT45).

Figura n°





Caso: Pendientes, Geometría y Rugosidad NO UNIFORMES

Fig. 6 a y b.