

Expresan además su reconocimiento a las empresas Duratec S.A. Y Vulco S.A. por su colaboración en el equipamiento utilizado en la fase experimental.

REFERENCIAS

- BITTER, J.C.A. "A Study of erosion phenomena" Wear N°6, pp. 5-21, 1963.
- ERRAZURIZ, P. y HOLMBERG, A. "Planta de experimentación en flujo sólido líquido: Estudio de la recuperación de energía mediante una turbina Pelton" Tesis de título Escuela de Ingeniería, Universidad Católica de Chile, 1984.
- GANDHI, R.L. "Control of Corrosion-Erosion in Slurry pipelines" 1st International Conference on the internal and external protection of pipes. Durham 1975.
- JACOBS, B.E. and JAMES, J.G. "The wear rates of some abrasion resistance materials. Paper G.3 Hydrotransport 9. BHRA 1984.
- KAWASHIMA, T. et al. "Wear of pipe for hydraulic Transport of solids. Paper E.3 Hydrotransport 5. BHRA 1978.
- POSTLETHWAITE, J. "Pipeline wear: Erosion-Corrosion and erosion" Solids Pipelining Course. BANFF, ALBERTA Canadá 1976.
- SALAZAR, A. "Desgaste por abrasión en tuberías que transportan minerales y relaves. CIMM. Santiago de Chile, 1980.
- WASP. E.J.; KENNY, J.P.; GANDHI, R.L. "Solid liquid flow slurry pipeline transportation" Trans. Tech. Publications. 1ª ed. 1977.

SOCIEDAD CHILENA DE INGENIERIA HIDRAULICA

VII CONGRESO NACIONAL

EJES HIDRAULICOS EN CANALES NO-PRISMATICOS CON

ENSANCHES Y ANGOSTAMIENTOS PAULATINOS

Luis Ayala Riquelme, Ph.D. (1)

Carolina Isensee Ugarte (2)

RESUMEN

En el presente trabajo se aborda el cálculo automático de ejes hidráulicos en canales no-prismáticos originados por secciones que determinan segmentos de canal sucesivamente convergentes y divergentes.

El trabajo incluye la derivación de la ecuación diferencial del eje hidráulico, la cual contiene términos adicionales debido a la no-prismaticidad del canal, y la descripción de un modelo numérico que permite resolver automáticamente la ecuación diferencial derivada, considerando las condiciones de borde impuestas externamente al sistema y aquellas "auto impuestas" por la geometría y condiciones de operación del canal.

La aplicación del modelo se ilustra mediante dos casos-ejemplos cuyos resultados ponen de relieve la influencia determinante que puede llegar a tener la no-prismaticidad del canal en el cálculo de los ejes hidráulicos en cauces naturales.

- (1) Profesor e Investigador del Centro de Recursos Hidráulicos, Departamento de Ingeniería Civil, Universidad de Chile.
- (2) Ayudante de Investigación del Centro de Recursos Hidráulicos, Departamento de Ingeniería Civil, Universidad de Chile.

INTRODUCCION

En Chile existen numerosos e importantes ríos que escurren con régimen torrencial o cercano a éste que requieren de regularización puesto que sus desbordes o erosión acelerada de riberas, especialmente durante crecidas, pueden significar graves y costosos daños a propiedades vecinas.

Para estudiar y materializar proyectos de ingeniería fluvial en este tipo de ríos es necesario describir cuantitativamente su comportamiento hidráulico. Sin embargo, los métodos actualmente disponibles para abordar este problema han sido desarrollados principalmente a partir de los estudios clásicos de canales y en consecuencia son aplicables, con algún grado de confianza, sólo a cauces relativamente prismáticos y escurrimiento tranquilo. Su uso directo en ríos que escurren en cauces no prismáticos con régimen torrencial significa en consecuencia, aceptar sin mayor fundamento, extrapolaciones importantes de dichos métodos.

El avance vertiginoso que han experimentado las técnicas y equipos computacionales, que han significado disponer de mayor capacidad de memoria y ocupar menores tiempos de proceso, todo lo cual ha redundado en una notable reducción de los costos de proceso, permite hoy día enfrentar el problema de una manera distinta y más confiable que la usada tradicionalmente. En efecto, en la actualidad sería posible incorporar al cálculo de ejes hidráulicos en cursos naturales, información topográfica más completa y por ende, caracterizar mejor la geometría del cauce. Ello generaría sin embargo, la necesidad de mejorar la descripción cuantitativa de los fenómenos hidráulicos posibles de ocurrir en él, tomando en cuenta por ejemplo, efectos de no-prismaticidad y de resistencia adicional del cauce por cambios de sección.

En el presente trabajo se aborda el estudio del

primero de estos efectos, utilizando un modelo computacional desarrollado como parte de un proyecto de investigación más amplio que persigue resolver integralmente el cálculo de ejes hidráulicos en corrientes naturales en cauces compuestos y escurrimiento supercrítico.

PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA Y ECUACIONES BASICAS

a) Descripción General del Problema

El sistema a analizar aparece esquematizado en la Fig. 1. Consiste en un canal no prismático formado por una serie de segmentos gradualmente convergentes y divergentes. Cada segmento se caracteriza por una pendiente media de fondo y una sección de escurrimiento función tanto del nivel de aguas como de la coordenada x . El escurrimiento en todo punto del canal se supone unidimensional y gradualmente variado, excepto en aquellas zonas en que se producen discontinuidades debido a la presencia de resaltos hidráulicos y/o singularidades locales que generan pérdidas de carga locales.

El problema que se aborda en el presente trabajo, consiste en resolver en forma automática la ecuación diferencial del eje hidráulico especificando la geometría del canal, y las condiciones hidráulicas y de operación del sistema. En general, no se sabe a priori si para estas condiciones el canal es controlado completamente desde aguas abajo (caso de un río en todo el canal) o desde aguas arriba (torrente en todo el canal), o bien, si existen controles hidráulicos internos debidos a diferencias en las propiedades geométricas y/o hidráulicas de los tramos que forman el canal.

b) Caso de Canales con Secciones de Forma Cualquiera

La ecuación diferencial que rige el escurrimiento en un segmento cualquiera se deduce de la ecuación de conservación de energía, suponiendo que las pérdidas totales son en general tanto de origen friccional como singular; ambas se cuantifican mediante un coeficiente único de resistencia.

De acuerdo con lo que se muestra en la Fig. 2, el cambio que experimenta el Bernoulli por unidad de longitud está dado por:

$$\frac{dB}{dx} = \frac{dZ}{dx} + \frac{d}{dx} \left(\alpha \frac{U^2}{2g} \right) \quad (1)$$

donde $\alpha = \alpha(x, Z) \approx \alpha(x)$ (2)

$$U = U(x, Z) = \frac{Q}{\Omega(x, Z)} \quad (3)$$

La simplificación introducida en la ec. (2) considera la imposibilidad práctica de definir en general Coeficientes de Coriolis variables según el nivel del agua en cada sección.

La derivación del término de altura de velocidad con las ecs. (2) y (3) conduce a la ecuación:

$$\frac{d}{dx} \left(\alpha \frac{U^2}{2g} \right) = - \frac{\alpha Q^2}{g \Omega^3} \left(\frac{dZ}{dx} + i \right) + \alpha_x \frac{Q^2}{2g \Omega^2} - \Omega_x \frac{\alpha Q^2}{g \Omega^3} \quad (4)$$

donde las derivadas parciales de α y Ω han sido definidas respectivamente, por α_x y Ω_x con el fin de diferenciarlas de las demás derivadas puesto que son un dato del problema cuando la geometría del canal es conocida.

Por otro lado se cumple:

$$\frac{dB}{dx} = - J'(x, Z) \quad (5)$$

donde $J'(x, Z)$ representa la pérdida de energía total en el tramo de longitud dx .

Reemplazando las ecs. (4) y (5) en (1) y ordenando se tiene:

$$- J' = \left(1 - \frac{\alpha Q^2}{g \Omega^3} \right) \frac{dZ}{dx} + \alpha_x \frac{Q^2}{2g \Omega^2} - \Omega_x \frac{\alpha Q^2}{g \Omega^3} - \frac{\alpha Q^2}{g \Omega^3} i \quad (6)$$

En esta ecuación está contenida explícita e implícitamente la función incógnita Z . Para resolverla es preciso especificar una ley de resistencia y la geometría del canal. Por ejemplo la ley de resistencia puede ser la ecuación de Manning con un coeficiente de resistencia n_r :

$$J' = \frac{Q^2 n_r^2}{\Omega^2 R^{4/3}} = \left(\frac{Q}{K} \right)^2 \quad (7)$$

donde K es el coeficiente de conducción hidráulica.

La geometría del canal está dada por expresiones que especifican la relación entre variables dependientes e independientes, como:

$$l = l(x, Z) \quad (8)$$

$$\Omega = \Omega(x, Z) \quad (9)$$

c) Caso de Canales con Secciones Rectangulares

Para tramos con secciones rectangulares se cumple:

$$\Omega = b(x) \cdot h(x) \quad (10)$$

$$l = l(x) \quad (11)$$

$$\frac{dZ}{dx} = \frac{dh}{dx} - i \quad (12)$$

Por lo tanto también se cumple:

$$Q_x = b_x \cdot h(x) \quad (13)$$

Al reemplazar estas ecuaciones en la ec. (6) y al agrupar términos se obtiene la ecuación diferencial del eje hidráulico:

$$\frac{dh}{dx} = \frac{i - \left(\frac{Q}{K}\right)^2 - \alpha_x \frac{Q^2}{2g b^2 h^2} + b_x \frac{\alpha Q^2}{g b^2 h^2}}{1 - \frac{\alpha Q^2}{g b^2 h^3}} \quad (14)$$

Para facilitar el cálculo computacional, esta ecuación puede reformularse en términos de variables adimensionales. Definiendo:

$$h^* = \frac{h}{h_0} \quad x^* = \frac{x}{L} \quad F^2 = \frac{Q^2}{g b^2 h^3} \quad \alpha_x^* = \alpha_x L$$

donde h_0 y L son longitudes de referencia, se obtiene:

$$\frac{dh^*}{dx^*} = \frac{L}{h_0} \frac{i - \left(\frac{Q}{K}\right)^2 - \frac{1}{2} \alpha_x^* F^2 h^* \cdot \frac{h_0}{L} + b_x \alpha F^2 h^* \frac{h_0}{b}}{1 - \alpha F^2} \quad (15)$$

En adelante se omitirá el asterisco (*) en el entendido que se trabajará sólo con variables adimensionales.

RESOLUCION NUMERICA DE LAS ECUACIONES

a) Método de Solución

En el presente trabajo se abordó la resolución numérica de la ecuación diferencial utilizando un método de los de la familia de Runge-Kutta. El método seleccionado es el Kutta-Simpson ("regla de un tercio") el cual permite integrar una función a intervalos regulares, con un error del orden de la 5ª potencia del intervalo elegido (Ketter y Prawel, 1969).

La ecuación general a resolver es:

$$\frac{dh}{dx} = h' = f(x, h) \quad \text{con } h(x = x_0) = h_0 \quad (16)$$

El cálculo de h en la sección k se hace en función de h en la sección $k-1$; ambas secciones se encuentran separadas por una distancia Δx .

$$h_k = h_{k-1} + \Delta h \quad (17)$$

con

$$h = \frac{1}{6} (m_1 + 2m_2 + 2m_3 + m_4) \quad (18)$$

y

$$\begin{aligned} m_1 &= \Delta x \cdot f(x_{k-1}, h_{k-1}) \\ m_2 &= \Delta x \cdot f\left(x_{k-1} + \frac{1}{2} \Delta x, h_{k-1} + \frac{1}{2} m_1\right) \\ m_3 &= \Delta x \cdot f\left(x_{k-1} + \frac{1}{2} \Delta x, h_{k-1} + \frac{1}{2} m_2\right) \\ m_4 &= \Delta x \cdot f(x_{k-1} + \Delta x, h_{k-1} + m_3) \end{aligned} \quad (19)$$

b) Condiciones de Borde para un Conjunto de Segmentos

Cuando la ec. (16) se aplica a un canal formado por un conjunto de segmentos convergentes y divergentes, la condición de borde $h(x = x_0) = h_0$ debe imponerse el comienzo y/o término de cada segmento, dependiendo del cálculo de un río, de un torrente o de un torrente y un río, separados por un resalto.

En general la imposición de la condición de borde en un segmento interior depende del cálculo efectuado en el segmento inmediatamente anterior (en el sentido en que se recorre el tramo). En consecuencia, la condición de borde para estas situaciones se establece automáticamente. Existen sin embargo, otras situaciones en las cuales es preciso identificar condiciones de borde internas que desligan escurrimientos en segmentos o entre ellos. Ellas ocurren cuando, por cambios de pendiente o de ancho del canal, se establece una crisis hidráulica. Dicha crisis determina una subdivisión del canal en tramos hidráulica-

mente independientes, formados por un subconjunto de segmentos ligados hidráulicamente entre sí por la condición de continuidad del eje hidráulico.

En los segmentos extremos, la condición de borde se impone externamente pues ella determina las características del escurrimiento en todo el canal o en parte de él, independientemente de cualquier otra consideración: constituye propiamente las condiciones de frontera del sistema. Esta condición de borde es una sola si el régimen de escurrimiento es único en todo el sistema; si el régimen es supercrítico al comienzo del canal y subcrítico a su término, las condiciones de borde son dos.

Para definir las condiciones de borde internas, sean éstas crisis o no, es necesario determinar si las pendientes de los segmentos son hidráulicamente suaves, fuertes o críticas. Debido a que las alturas normales y críticas son variables a lo largo de cada segmento, pueden ocurrir varias situaciones. Por ejemplo, en un segmento dado pueden presentarse:

- Pendiente suave, fuerte o crítica
- Pendiente suave seguida de fuerte
- Pendiente fuerte seguida de suave

Los dos últimos casos son el resultado de la intersección de las líneas de altura normal y crítica en alguna sección intermedia del segmento. En el primero de estos casos se produce una crisis en el punto de intersección y una desvinculación de los escurrimientos de aguas arriba y aguas abajo. La desvinculación también puede suceder cuando por condiciones de aguas arriba, se establece un escurrimiento torrencial y simultáneamente por aguas abajo, se establece un escurrimiento tranquilo. La compatibilización de ambos ejes hidráulicos se realiza mediante un resalto, imponiendo la constancia de la momenta M :

$$M = \frac{Q^2}{gA} + n\Omega = \text{cte} \quad (20)$$

donde n es la profundidad del centro de gravedad de la sección.

Cuando la situación descrita compromete varios segmentos, la compatibilización efectuada mediante la ec. (20) puede hacer necesario recalcular el eje hidráulico en uno o más segmentos.

c) Diagramas de Bloques del Modelo Computacional

En el modelo computacional desarrollado, en el que se ha tenido presente todas las consideraciones descritas en los párrafos anteriores, permite resolver el problema del cálculo automático del eje hidráulico, especificando solamente las condiciones geométricas e hidráulicas generales del canal y sus condiciones de operación.

En el diagrama de bloques de la Fig. 3 se esquematizan los principales procesos de cálculo del modelo. En esta figura se resumen los procesos de identificación y cálculo en tramos separados por condiciones de borde internas. Si se produce un cambio de pendiente suave a fuerte en el interior de un segmento, se impone escurrimiento normal hacia aguas abajo y hacia aguas arriba hasta completar el recorrido en el segmento. En caso contrario, es decir cuando la crisis ocurre en secciones que constituyen límites de segmentos consecutivos, se impone la condición de crisis y se continúa con la integración de la ecuación diferencial hacia aguas arriba y aguas abajo. En el primer caso se adopta la modalidad de cálculo indicada, debido a que en general la diferencia entre alturas normales y críticas es pequeña en todo el segmento. Esto último es consecuencia de la forma que tienen las líneas de altura normal y crítica en segmentos gradualmente convergentes o divergentes.

d) Manejo de la Condición de Borde de Crisis

Cuando la condición de borde está dada por una crisis, el denominador de la ec. (15) puede resultar muy cercano a

ceros ($\alpha = 1.0$) haciendo que la derivada de h alcance valores muy grandes o simplemente indefinidos. Para evitar fallas de proceso o errores inadmisibles en el cálculo, el modelo computacional está dotado de un sistema automático de partida que permite reducir los primeros intervalos de distancia del segmento, tomando en cuenta que el punto de partida debe ser necesariamente distinto de la crisis y que por este motivo se produce un error en las cercanías de dicho punto.

Si el punto de partida (h_0) y la variación inicial de la altura de escurrimiento (h) se definen a partir de las expresiones:

$$\xi = \frac{h_0}{h_c} \quad (21)$$

$$\eta = \frac{\Delta h}{h_0} \quad (22)$$

que establecen, la primera, la discrepancia que se acepta con respecto a la crisis y la segunda, la variación porcentual de la altura respecto del valor inicial, entonces con la derivada de h evaluada en el punto de partida es posible determinar el máximo intervalo de distancia que puede utilizarse de manera que, para el punto elegido (dado por ξ), la variación del eje hidráulico no sobrepase el valor especificado ηh_0 :

$$\Delta x_0 = \left| \frac{dh}{dx} \right|_0 = \frac{\eta h_0}{|h'_0|} \quad (23)$$

En la Fig. 4 aparece esquematizado en un diagrama de bloques el cálculo del eje hidráulico en un segmento a partir del algoritmo de Kutta-Simpson. En el segundo bloque aparece indicado el proceso de cálculo del intervalo inicial si hay crisis.

APLICACION DEL MODELO

Para ilustrar los resultados que se obtienen con el modelo desarrollado, éste se aplicó a dos canales-ejemplos de sección rectangular formados por 4 y 5 segmentos, cada uno con características geométricas e hidráulicas en general diferentes. Asimismo, con el propósito de mostrar la importancia que las condiciones de borde externas y de operación tienen en el cálculo, el primero de los canales se operó con varias condiciones de río, y un caudal constante en tanto que el segundo se operó con una condición de río y una de torrente, simultáneamente, pero con varios caudales. Además, para facilitar la interpretación de los resultados se supuso $\alpha = 1.0$ en todas las secciones con lo cual $\alpha_x = 0$.

Las principales características de los canales aparecen resumidas en la Tabla 1. En esta tabla se ha indicado con símbolos C y D los segmentos convergentes y divergentes, respectivamente.

TABLA 1 CARACTERISTICAS DE LOS CANALES EJEMPLOS USADOS

DENOM. CANAL	DENOMINACION DE LOS SEGMENTOS									
	1		2		3		4		5	
	TIPO	LARGO	TIPO	LARGO	TIPO	LARGO	TIPO	LARGO	TIPO	LARGO
A	-	-	D	500	C	150	D	150	C	150
B	C	150	D	150	C	150	D	150	C	150

NOTA 1. El largo está expresado en m

NOTA 2. Las pendientes de todos los tramos son 1°/‰ salvo el segmento 3 del Canal A que tiene 1%

NOTA 3. El coeficiente de resistencia de todos los tramos es $n_r = 0,020$.

Los resultados obtenidos aparecen graficados en las Figs. 5 y 6. En la primera figura se muestran los ejes hidráulicos obtenidos en el Canal A, con $Q = 25 \text{ m}^3/\text{s}$ para cuatro condiciones de borde externas: $h_G = 3,5, 2,5, 1,7 \text{ m}$ y $h_0 = h_c = 1,39 \text{ m}$. Puede apreciarse que en los tres últimos casos se genera

automáticamente una condición de borde interna de crisis, en la sección que delimita los segmentos 1 y 2. Además, en el segmento 2 se origina un resalto. Conjuntamente con estos resultados se incluye un eje hidráulico para $h_0 = 2.0$ m calculado con el método tradicional que se utilizaría en un cauce natural, esto es, suponiendo solamente conocidas las características topográficas en los extremos de cada segmento. Puede apreciarse que al no detectarse la restricción de crisis, en este caso se produce una apreciable diferencia con respecto al cálculo efectuado tomando en cuenta la no-prismaticidad del canal. En el extremo de aguas arriba del canal se produce una diferencia en la altura de escurrimiento de 1.7 a 2.6 m, vale decir, un error superior al 50%.

En la Fig. 6 se muestran los resultados correspondientes al Canal B donde se impuso una condición de borde aguas arriba ($h_0 = 0,01$ m) y otra aguas abajo ($h_1 = 1,9$ m), y se operó el canal con $Q = 10$ y 40 m³/s. Como resultado del cambio del caudal resultaron ejes hidráulicos de río únicamente o de torrente y río simultáneamente. En el primer caso, la condición de borde de aguas arriba fue eliminada automáticamente por el modelo.

Uno de los aspectos que resaltan las aplicaciones realizadas y que tiene gran interés práctico, particularmente en el cálculo de ejes hidráulicos de cursos naturales, es la ocurrencia de condiciones de borde internas que se generan automáticamente por características geométricas propias del canal o por las condiciones de operación impuestas al sistema.

Este tipo de control hidráulico distorsiona apreciablemente el eje hidráulico, pudiendo producir, como se vió, discontinuidades en segmentos interiores que deprimen o peraltan notoriamente los niveles de escurrimiento. Situaciones como las analizadas en los canales-ejemplos pueden presentarse en cauces naturales por cambios de sección y/o pendiente, y cobran especial importancia cuando estas últimas son hidráulicamente fuer-

tes o cercanas a esta condición. Hay que recordar que la ec. (15) contiene en su numerador un término de no-prismaticidad que puede verse notoriamente amplificado si el escurrimiento es torrencial.

Todo lo anterior pone de relieve que la aplicación de los métodos clásicos, basados en la hipótesis fundamental de prismaticidad del canal, pueden conducir a errores inadmisibles del eje hidráulico en cauces naturales particularmente cuando las canalizaciones son claramente no-prismáticas y las pendientes pronunciadas.

CONCLUSIONES

Las principales conclusiones que pueden extraerse del trabajo son las siguientes :

- Al introducir la no-prismaticidad en un canal gradualmente convergente o divergente, la ecuación diferencial del eje hidráulico se modifica en un término que contiene entre otros parámetros la derivada del área con respecto a x y el número de Froude al cuadrado.
- Debido a la variación de las alturas normales y críticas con el cambio de sección, pueden producirse cambios en la pendiente hidráulica del canal ya sea dentro de un segmento o en las secciones que delimitan segmentos consecutivos. Dichos cambios dan origen a condiciones de borde internas que determinan tramos hidráulicamente desligados en el canal.
- Las aplicaciones realizadas ponen de relieve las importantes alteraciones del eje hidráulico que ocurren como consecuencia de la autogeneración de condiciones de borde internas.
- Lo anterior demuestra que la aplicación a cauces naturales de los métodos clásicos utilizados en el cálculo de ejes hidráulicos

cos puede conducir a errores inadmisibles particularmente si las canalizaciones son claramente no-prismáticas y el régimen torrencial; ello se debe a que el término de no-prismaticidad de la ecuación diferencial depende también del número de Froude al cuadrado.

BIBLIOGRAFIA

Chow, V.T. (1959). Open-Channel Hydraulics. Mc Graw Hill Book Co, Inc.

Ketter, R.L. y Prawel Jr. S.P. (1969). Modern Methods of Engineering Computation, Mc Graw Hill Book Co.

RECONOCIMIENTOS

El presente trabajo forma parte del proyectos de investigación "Modelación Matemática de Corrientes Naturales en Cauces Compuestos y Régimen Supercrítico" a cuyo financiamiento concurren el Departamento de Ingeniería Civil de la Universidad de Chile y CONICYT a través del Fondo Nacional de Desarrollo Científico y Tecnológico.

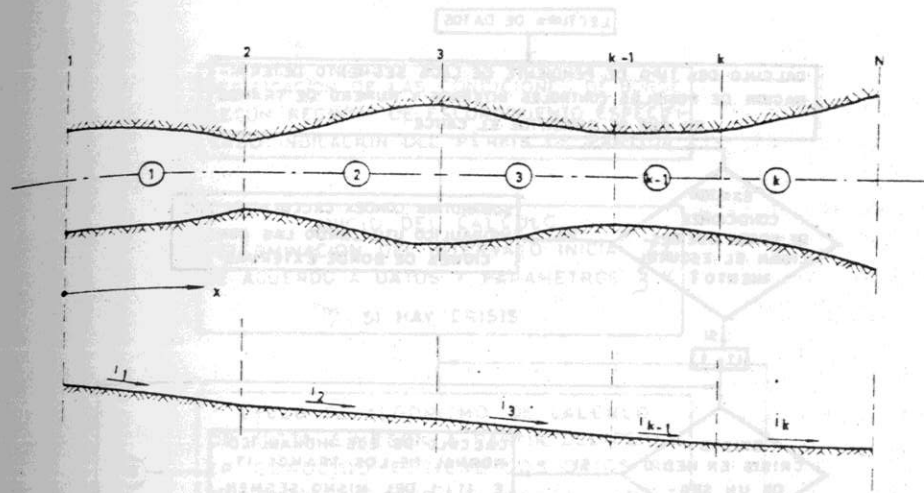


FIG. 1 ESQUEMA DEL CANAL

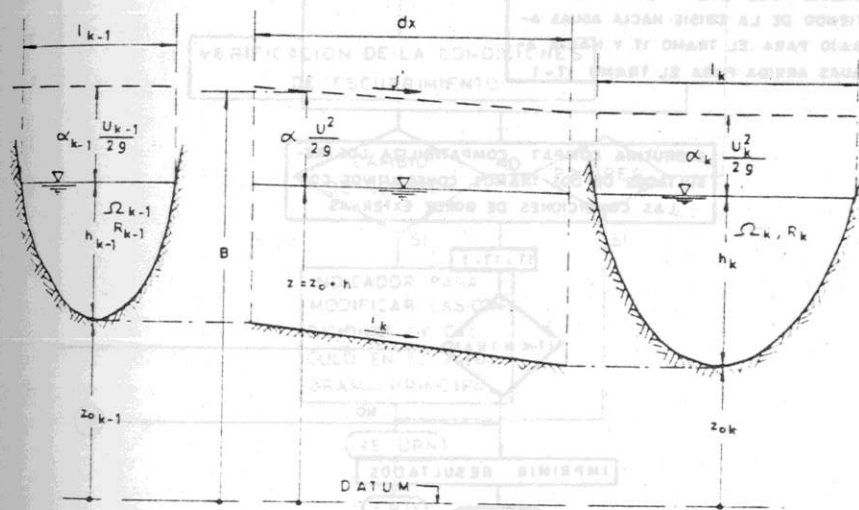


FIG. 2 DEFINICION DE VARIABLES EN UN TRAMO CUALQUIERA

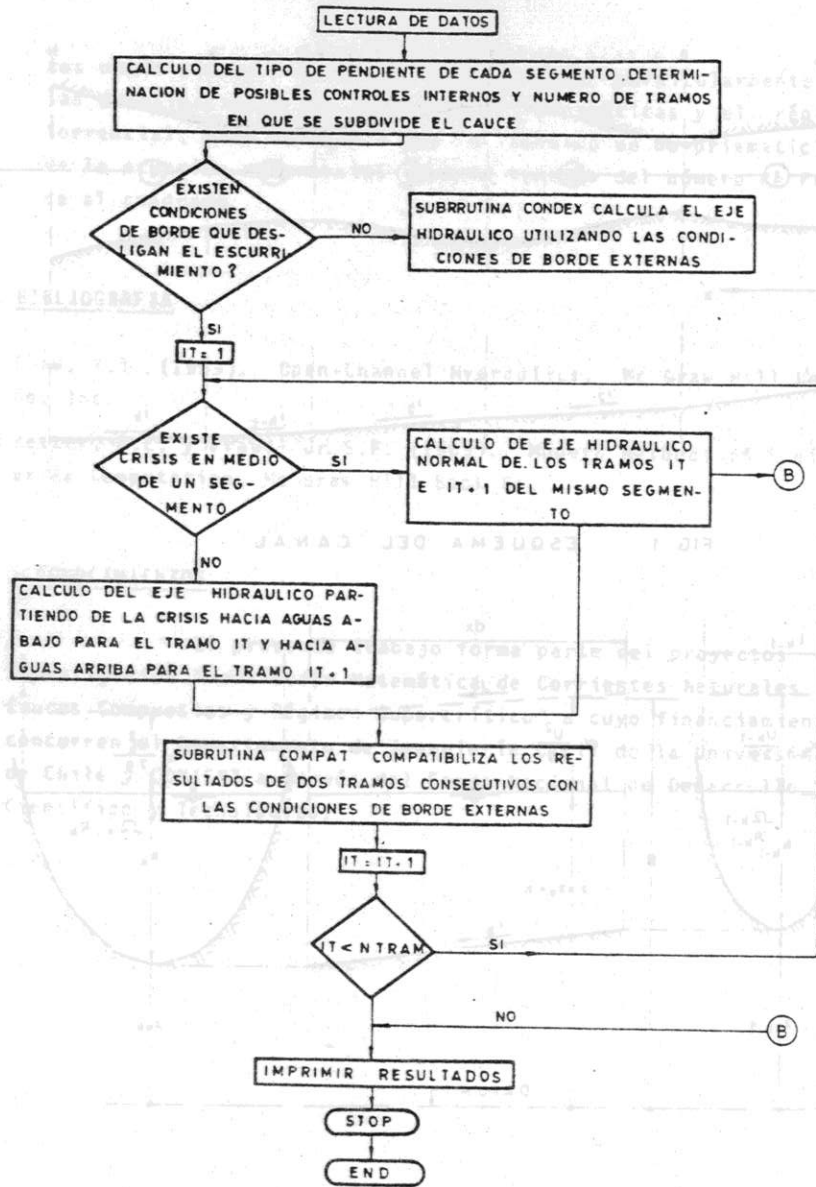


FIG. 3 DIAGRAMA DE BLOQUES DEL MODELO (Manejo de tramos y compatibilidad de condiciones de borde)

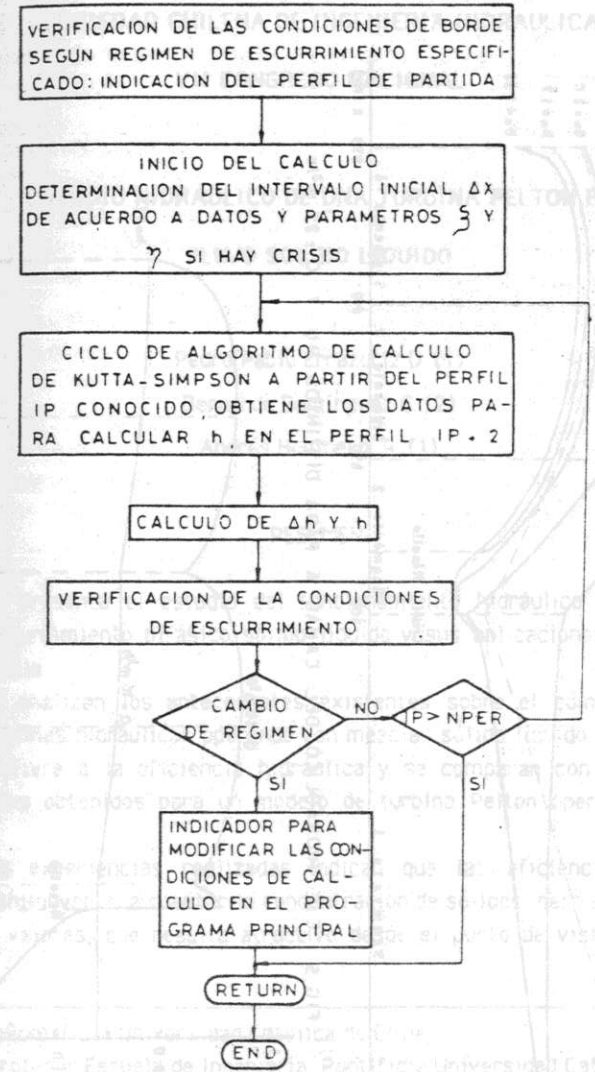
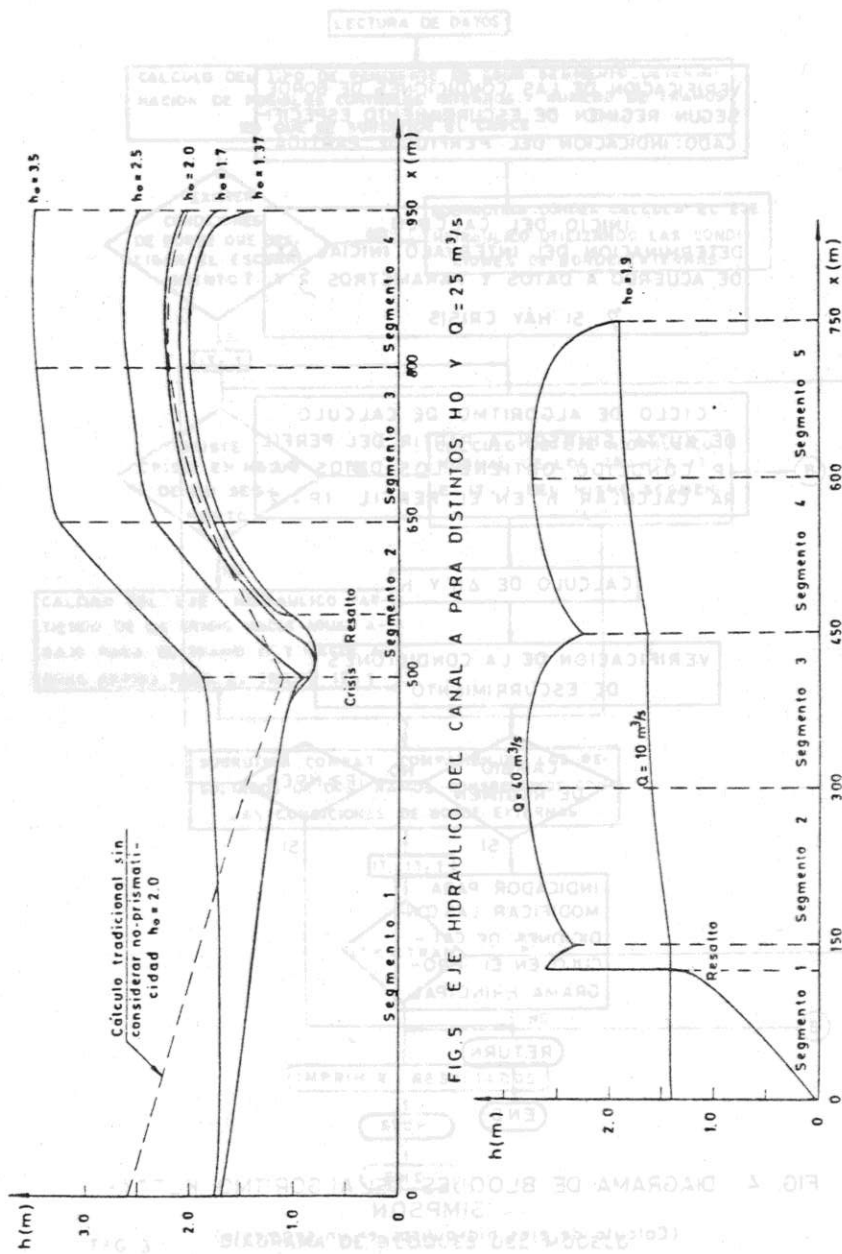


FIG. 4 DIAGRAMA DE BLOQUES DEL ALGORITMO KUTTA-SIMPSON (Calculo de ejes hidráulicos en un segmento)



SOCIEDAD CHILENA DE INGENIERIA HIDRAULICA

VII CONGRESO NACIONAL

ESTUDIO HIDRAULICO DE UNA TURBINA PELTON EN

FLUJO SOLIDO LIQUIDO

Pedro Pablo Errázuriz D. (1)

Bernardo Domínguez C. (2)

Andrés Hohlberg R. (1)

RESUMEN

Se presenta el estudio del funcionamiento hidráulico de una turbina Pelton en escurrimiento bifásico sólido líquido y sus aplicaciones al caso de la minería en Chile.

Se analizan los antecedentes existentes sobre el comportamiento de diversas máquinas hidráulicas operando con mezclas sólido líquido, en especial en lo que se refiere a la eficiencia hidráulica y se comparan con los resultados experimentales obtenidos para un modelo de turbina Pelton operando en dichas condiciones.

Las experiencias realizadas indican que las eficiencias hidráulicas obtenidas disminuyen al aumentar la concentración de sólidos, pero se mantienen en un rango de valores, que resulta atractivo desde el punto de vista del diseño y utilización.

- (1) Ing. Civil Pontificia Universidad Católica de Chile
- (2) Dr. Ing. Profesor Escuela de Ingeniería, Pontificia Universidad Católica de Chile