

SIMULACIÓN NUMÉRICA DEL MOVIMIENTO DE ESTRUCTURAS DE CONTROL EN CANALES DE RIEGO

NUMERICAL SIMULATION OF CONTROL STRUCTURES MOVEMENT IN IRRIGATION CANALS

Benjamín de León-Mojarro¹, J. Víctor Prado-Hernández², Jean Verdier³ y Carlos Fuentes-Ruiz¹

¹Coordinación de Riego y Drenaje. Instituto Mexicano de Tecnología del Agua. Progreso, Jiutepec, Morelos (bleon@tlaloc.imta.mx) (cfuentes@tlaloc.imta.mx). ²Hidrociencias. Campus Montecillo. Colegio de Postgraduados. 56230. Montecillo, Estado de México. (joviph@colpos.mx). ³Centro Nacional del Cuerpo Rural de las Aguas y los Bosques, Montpellier, Francia.

RESUMEN

Para representar mediante modelación matemática el movimiento de estructuras de control en canales de riego, se analizaron tres procedimientos de simulación de maniobras de estructuras que controlan el caudal y el tirante. Estos procedimientos se simularon con un modelo del flujo transitorio en canales que resuelve las ecuaciones de Saint-Venant, mediante un esquema implícito de diferencias finitas. Con estos procedimientos se modifican el almacenamiento y el aporte en las mallas vecinas a la estructura de control, la cual puede ser una compuerta, un vertedor, una esclusa o un repartidor de caudal, entre otros. Con estas modificaciones es posible simular maniobras progresivas e instantáneas de las estructuras de control. Se encontró que si la variable a regular es el tirante es recomendable usar la ejecución de maniobra instantánea o la maniobra progresiva con reinicialización de gasto, pero si la variable a regular es el caudal, es preferible la maniobra progresiva con reinicialización de tirante.

Palabras clave: Condiciones de frontera, operación de compuertas, flujo transitorio.

INTRODUCCIÓN

La maniobra de estructuras de control en una red de canales de riego es una acción necesaria para mantener los caudales y los tirantes cercanos a valores de referencia previamente definidos; estos valores son variables y corresponden a los caudales programados para satisfacer la demanda de riego y a los tirantes necesarios en cada tramo del canal para alimentar las extracciones laterales. Maniobrar las estructuras de control del canal permite una operación eficiente del sistema de conducción y distribución, ya que se hacen corresponder los caudales entregados con la demanda de riego.

ABSTRACT

To represent control structures movement in irrigation canals with mathematical modeling, three simulation procedures of structure manipulation that control discharge and water depth were analyzed. These procedures were simulated with a model of unsteady flow in canals that solves the Saint-Venant equations using an implicit scheme of finite differences. These procedures modify storage and input from mesh adjacent to the control structure, which could be a gate, a spillway, a sluice or a delivery canal, among others. With these modifications it is possible to simulate progressive and instantaneous maneuvering of the control structures. It was found that if the variable to be regulated is the water depth, it is recommended that instantaneous maneuvering or progressive maneuvering be executed with restart of discharge rate, but if the variable to be regulated is head flow, it is preferable to use progressive maneuvering with restart of water depth.

Key words: Boundary conditions, gate operation, unsteady flow.

INTRODUCTION

Maneuvering control structure in an irrigation channel network is necessary to maintain discharge and water depth close to previously defined reference values, these values vary and correspond to discharges scheduled to satisfy demand for irrigation water and to water depths in each segment of the canal necessary to feed lateral extractions. Maneuvering canal control structures leads to efficient operation of the system of transport and distribution since it matches delivered discharges with irrigation demand.

Because of unsteady flow created by structures at control points, the Saint-Venant equations are not applicable, and therefore it is necessary to use equations peculiar to the structures in such a way that the numerical treatment is similar to the general Saint-Venant equations. This is achieved by linearizing the structure law and predicting the variation of the flow characteristics in its proximity.

Debido a la discontinuidad hidráulica creada por las estructuras de control en los sitios donde éstas se localizan, las ecuaciones de Saint-Venant no son aplicables, y por tanto se debe utilizar las ecuaciones propias de las estructuras de manera tal que su tratamiento numérico sea semejante al de las ecuaciones generales de Saint-Venant. Lo anterior se logra mediante la linealización de la ley de la estructura y la previsión de la variación de las características hidráulicas en la vecindad de ésta.

Para simular y analizar tres procedimientos de maniobras que consisten en modificar el almacenamiento y el aporte en las mallas vecinas a la estructura, se usó un modelo de flujo transitorio en canales que resuelve las ecuaciones generales de Saint-Venant mediante un esquema implícito de diferencias finitas utilizando el método del doble barrido. Estas modificaciones del aporte y del almacenamiento permitieron simular maniobras instantáneas y progresivas de las estructuras de control. Las maniobras de las estructuras se analizaron con el fin de reducir los problemas de propagación de caudales que ocasiona el movimiento de las estructuras.

Las maniobras instantáneas se simularon actualizando los valores de la abertura, el caudal y los tirantes inmediatamente aguas arriba y aguas abajo de la compuerta; mientras que las maniobras progresivas se representaron de dos maneras: en la primera se actualizan la abertura y los tirantes, y en la segunda se actualizan la abertura y el caudal.

DESARROLLO DEL TEMA

Modelo de Saint-Venant

El flujo del agua en canales abiertos se puede representar mediante las ecuaciones de continuidad y dinámica:

$$\frac{\partial Q}{\partial z} + L \frac{\partial z}{\partial t} = q \quad (1)$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial(QV)}{\partial x} + gs \frac{\partial z}{\partial x} = gs(I - J) + k q V \quad (2)$$

donde, V es la velocidad media del flujo ($L T^{-1}$); s es el área hidráulica (L^2); Z es la cota de la superficie libre del agua (L); Q es el caudal ($L^3 T^{-1}$); I es la pendiente longitudinal del canal ($L L^{-1}$); J es la pendiente de la línea de energía ($L L^{-1}$); L es la anchura de la superficie libre (L); q es un aporte de caudal o una extracción lateral por unidad de longitud ($L^3 T^{-1} L^{-1}$); t es el tiempo (T); x es la distancia en la dirección del flujo (L); g es la aceleración gravitacional ($L T^{-2}$); k es 0 si q corresponde a un aporte y k es 1 si q corresponde a una extracción ($L^3 T^{-1} L^{-1}$).

To simulate and analyze three maneuvering procedures that consist in modifying storage and input from mesh adjacent to the structure, a model of unsteady flow in canals that solves the general Saint-Venant equations using an implicit scheme of finite differences with the double sweep method was used. These modifications of input and storage allowed simulating instantaneous and progressive maneuvers of the control structures. Structure maneuvers were analyzed to reduce the problems of flow propagation caused by structures movement.

Instantaneous maneuvers were simulated by updating opening values, flow, and depths immediately upstream and immediately downstream from the gate, while the progressive maneuvers were represented in two ways: in the first, opening and water depth were updated, and in the second, opening and discharge were updated.

TOPIC DEVELOPMENT

Saint-Venant model

Water flow in open canals can be represented using continuity and dynamics equations:

$$\frac{\partial Q}{\partial z} + L \frac{\partial z}{\partial t} = q \quad (1)$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial(QV)}{\partial x} + gs \frac{\partial z}{\partial x} = gs(I - J) + k q V \quad (2)$$

where, V is mean flow rate ($L T^{-1}$); s is the wetted cross sectional area (L^2); Z is the water depth (L); Q is discharge ($L^3 T^{-1}$); I is the bottom slope of the channel ($L L^{-1}$); J is the slope of the line of energy ($L L^{-1}$); L is the width of the free surface (L); q is an input or a lateral extraction per unit of length ($L^3 T^{-1} L^{-1}$); t is time (T); x is the distance in the direction of the flow (L); g is gravitational acceleration ($L T^{-2}$); k is 0 if q is an input and k is 1 if q is an extraction ($L^3 T^{-1} L^{-1}$).

Because of the non-linear nature of equations (1) and (2), except for geometry and particular boundary conditions, these equations do not have an analytical solution, and therefore it is necessary to resort to modeling by numerical discretization.

Unsteady flow simulation models

There are several commercial simulation models that solve Saint-Venant equations through methods of the characteristics and of finite differences (Liggett and Cunge, 1975; ASCE, 1993). Although the method of characteristics is theoretically the most suitable for solving this type of equations, in practice it is the least used since it has limitations in terms of required calculation time, and it may produce numerical oscillations when integration space is important (Contractor

Debido a la naturaleza no lineal de las ecuaciones (1) y (2), salvo geometría y condiciones de frontera particulares, estas ecuaciones no tienen solución analítica, debiéndose entonces recurrir a una modelación por discretización numérica.

Modelos de simulación de flujo transitorio

Existen varios modelos comerciales de simulación que resuelven las ecuaciones de Saint-Venant mediante los métodos de las características y de las diferencias finitas (Liggett y Cunge, 1975; ASCE, 1993). Aunque el método de las características es teóricamente el más adecuado para resolver este tipo de ecuaciones, en la práctica es el menos utilizado ya que tiene limitaciones sobre el tiempo de cálculo requerido y puede producir oscilaciones numéricas cuando el espacio de integración es importante (Contractor y Schuurmans, 1993; Strelkoff y Falvey, 1993). Debido a estas limitaciones la mayoría de los modelos comerciales utilizan esquemas implícitos de diferencias finitas para simular el flujo del agua en conductos abiertos.

Estos modelos se han desarrollado con fines de diseño de canales, simulación de escenarios y selección de políticas de operación y capacitación de los operadores de canales, entre otros, lo cual hace que presenten diferentes bondades y limitaciones (Burt y Gartrell, 1993; Clemmens *et al.*, 1993; Holly y Parrish III, 1993). Para conocer estas bondades y limitaciones, la ASCE (1993) propone analizar los modelos de simulación con base en criterios técnicos, de capacidad de modelación y representación, y de las necesidades del usuario.

En general los modelos comerciales, como USM (Unsteady Model), CARIMA (Calcul des Rivières Maillées), CANAL, DUFLOW (Dutch FLOW), MODIS (Modeling Drainage and Irrigation Systems) y SIC (Simulation of Irrigation canals), representan adecuadamente el flujo del agua en los canales de riego debido a que satisfacen los criterios técnicos de conservación de la masa, de la cantidad de movimiento, de estabilidad, precisión y convergencia (Contractor y Schuurmans, 1993; Baume y Malaterre, 1994). Sin embargo, presentan problemas para simular la propagación de caudales ocasionada por el movimiento de estructuras de control. Estos problemas se reflejan en la propagación desfasada de los caudales y en oscilaciones numéricas que prolongan el tiempo de transición de un régimen permanente a otro de referencia.

Condiciones de frontera

Yvergniaux (1986) y De León (1986), discuten el tratamiento de las condiciones de frontera en un modelo implícito de Saint-Venant. Según estos autores, en un tramo donde el flujo se rige por las ecuaciones de Saint-Venant (ESV) se debe resolver el siguiente sistema:

ESV: en todo punto del dominio de integración

CF_{Ar}: condición de frontera aguas arriba

CF_{Ab}: condición de frontera aguas abajo

CI: condición iniciales de las variables de estado.

and Schuurmans, 1993; Strelkoff and Falvey, 1993). Because of these limitations most of the commercial models use implicit schemes of finite differences to simulate flow in open channels.

These models have been developed with the aims of channel design, scenario simulation and operation selection and training policies for canal operators, among others, giving it different advantages and disadvantages (Burt and Gartrell, 1993; Clemmens *et al.*, 1993; Holly and Parrish III, 1993). To identify these advantages and limitations, ASCE (1993) proposes analyzing the simulation models on the bases of technical criteria, modeling and representation capacity, and user needs.

In general, commercial models, such as USM (Unsteady Model), CARIMA (Calcul des Rivières Maillées), CANAL, DUFLOW (Dutch FLOW), MODIS (Modeling Drainage and Irrigation System) and SIC (Simulation of Irrigation Canals), adequately represent water flow in irrigation canals because they satisfy the technical criteria of mass conservation, quantity of movement, stability, precision and convergence (Contractor and Schuurmans, 1993; Baume and Malaterre, 1994). However, they pose problems for simulating flow propagation caused by movement of the control structures. These problems are reflected in the propagation of out of phase flows and in numerical oscillations that prolong transition time of a permanent regime to one of reference.

Boundary conditions

Yvergniaux (1986) and De León (1986) discuss the treatment of boundary conditions in an implicit Saint-Venant model. According to these authors, in a segment where flow is determined by Saint-Venant equations (ESV), the following system should be solved:

ESV: in all points of the integration domain

CF_{Ar}: upstream boundary conditions

CF_{Ab}: downstream boundary condition

CI: initial condition of stage variables.

Saint-Venant equations can be applied in all of the continuous reaches of water conveyance vectors, but it is clear that the control structures are not governed by these equations and should be considered internal boundary conditions (CFI), interpreted at each point as a CF_{Ar} and as CF_{Ab} in each reach. In the study of an irrigation water transport and distribution canal, the complete system that should be represented and simulated has the form given in Figure 1.

In the discretized system we have the following equations:

Segment (0–1): CF_{Ar} and ESV

Segment (1–2), (3–4), (4–5) and (6–7): ESV

Single segments (2–3) and (5–6): CFI defined by:

$\Delta Q_i = \Delta Q_{i+1}$: continuity equation in the structure $i=2, 5$ and $i+1=3, 6$. This indicates that the upstream discharge is equal to the discharge downstream from the structure since sections i and $i+1$ are located immediately upstream and downstream from the structure; and $f(\Delta Q_i, \Delta Z_i, \Delta Z_{i+1}, \Delta h_i) = 0$: dynamic equation of the structure, where h

Las ecuaciones de Saint-Venant se pueden aplicar en todos los tramos continuos de los vectores de transporte de agua, pero las estructuras de control es claro que no se rigen por estas ecuaciones y se deben considerar como condiciones de frontera interna (CFI), interpretándose en cada punto como una CF_{Ar} y una CF_{Ab} en cada tramo. En el estudio de un canal de transporte y distribución de agua de riego el sistema completo que se debe representar y simular tiene la forma de la Figura 1.

En el sistema discretizado se tienen las siguientes ecuaciones:

Tramo (0-1): CF_{Ar} y ESV

Tramos (1-2), (3-4), (4-5) y (6-7): ESV

Tramos singulares (2-3) y (5-6): CFI definidas por:

$\Delta Q_i = \Delta Q_{i+1}$: ecuación de continuidad en la estructura, $i=2, 5$ e $i+1=3, 6$. Esto indica que el caudal aguas arriba es igual al caudal aguas abajo de la estructura, ya que las secciones i e $i+1$ se ubican inmediatamente aguas arriba y aguas abajo de la estructura; y $f(\Delta Q_i, \Delta Z_i, \Delta Z_{i+1}, \Delta h_i) = 0$: ecuación dinámica de la estructura, donde h podría representar la abertura de la compuerta o la altura del vertedor si se tuvieran estas estructuras. En el caso de una compuerta la ecuación anterior toma la forma:

$$Q - C_d b h \sqrt{2g(Z_1 - Z_2)} = 0$$

donde: C_d es el coeficiente de descarga (adim); b es el ancho de la compuerta (L); Z_1 es el tirante aguas arriba de la compuerta (L) y Z_2 es el tirante aguas abajo de la compuerta (L).

Tramo (7-m): ESV y CF_{Ab}

Resulta un sistema de ecuaciones posible de resolver por el método del doble barrido, el cual relaciona las ecuaciones (1) y (2), expresadas en diferencias finitas, en cada sección y a cada paso de tiempo, mediante la siguiente ecuación recursiva (Liggett y Cunge, 1975; Baume y Malaterre, 1994):

$$R_i \Delta Q_i + S_i \Delta Z_i = T_i \quad (3)$$

donde:

$$\Delta Q_i = A_i \Delta Q_{i+1} + B_i \Delta Z_{i+1} + C_i \quad (4)$$

$$\Delta Z_i = D_i \Delta Q_{i+1} + E_i \Delta Z_{i+1} + F_i \quad (5)$$

donde ΔZ_i y ΔQ_i son las incógnitas en las secciones de cálculo, los coeficientes A_i, B_i, C_i, D_i, E_i y F_i varían de un paso de tiempo a otro y el índice i varía dentro del dominio de discretización del espacio. En un paso de tiempo dado, estos coeficientes dependen de las condiciones de estado del flujo de dos secciones sucesivas i e $i+1$. Por tanto, las ecuaciones anteriores relacionan las dos variables de estado (Z y Q) de los puntos consecutivos ($i, i+1$) definidos por la discretización del espacio.

En un primer barrido, ejecutado de aguas arriba hacia aguas abajo se obtienen los coeficientes R_i, S_i y T_i en todo el espacio de

could represent the gate opening or the height of the spillway if these structures exist. In the case of a gate, the above equation takes the form:

$$Q - C_d b h \sqrt{2g(Z_1 - Z_2)} = 0$$

where C_d is the discharge coefficient (adim); b is gate width (L); Z_1 is the water depth upstream from the gate (L), and Z_2 is the depth downstream from the gate (L).

Segment (7-m): ESV and CF_{Ab}

Resulting is a system of possible equations to solve with the double scanning method, which relates equations (1) and (2), expressed in finite differences, in each segment and at each interval of time, with the following recursive equation (Liggett and Cunge, 1975; Baume and Malaterre, 1994):

$$R_i \Delta Q_i + S_i \Delta Z_i = T_i \quad (3)$$

where:

$$\Delta Q_i = A_i \Delta Q_{i+1} + B_i \Delta Z_{i+1} + C_i \quad (4)$$

$$\Delta Z_i = D_i \Delta Q_{i+1} + E_i \Delta Z_{i+1} + F_i \quad (5)$$

where ΔZ_i and ΔQ_i are unknowns in the sections of calculation, the coefficients A_i, B_i, C_i, D_i, E_i , and F_i vary from one interval of time to the next and the index i varies within the domain of space discretization. In a given interval of time, these coefficients depend on the stage conditions of the discharges of two successive sections i and $i+1$. Therefore, the previous equations relate the two stage variables (Z and Q) of the consecutive points ($i, i+1$) defined by space discretization.

In a first sweep, from upstream to downstream, the coefficients R_i, S_i , and T_i are obtained in the entire discretization space through the relation of recurrence, which results from the substitution of equations (4) and (5) in equation (3):

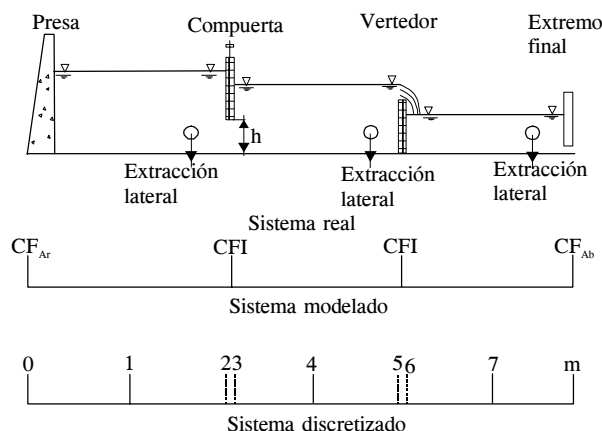


Figura 1. Modelación de un canal de riego.
Figure 1. Model of an irrigation canal.

discretización mediante la relación de recurrencia, que resulta de la sustitución de las ecuaciones (4) y (5) en la ecuación (3):

$$R_{i+1}\Delta Q_{i+1} + S_{i+1}\Delta Z_{i+1} = T_{i+1}$$

donde:

$$\begin{aligned} R_{i+1} &= R_i A_i + S_i D_i \\ S_{i+1} &= R_i B_i + S_i E_i \\ T_{i+1} &= T_i - R_i C_i - S_i F_i \end{aligned}$$

Con el segundo barrido se calculan las variaciones de tirante y caudal (ΔZ_i y ΔQ_i) de aguas abajo hacia aguas arriba del canal mediante las ecuaciones (4) y (5).

Condición de frontera aguas arriba (CF_{Ar}). En la operación de canales de riego la condición de frontera aguas arriba corresponde a la demanda de riego y generalmente se representa en la forma de un hidrograma del tipo $Q_0 = f(t)$ el cual se lineariza de la siguiente forma:

$$Q_0(t + \Delta t) - Q_0(t) = f_0(t + \Delta t) - f_0(t) \text{ o también: } \Delta Q_0 = \Delta f(t)$$

Los coeficientes R_0 , S_0 , y T_0 de la ecuación (3) para la entrada del canal de la Figura 1 son: $R_0 = 1.0$, $S_0 = 0.0$ y $T_0 = \Delta f(t)$.

Condición de frontera aguas abajo (CF_{Ab}). Puesto que se ha efectuado un primer barrido de aguas arriba hacia aguas abajo, se llega al tramo (7-m) de la figura 1 con un sistema de dos ecuaciones y dos incógnitas:

$$R_m \Delta Q_m + S_m \Delta Z_m = T_m \quad (6)$$

$$f(\Delta Q_m, \Delta Z_m) = 0: \text{ condición de frontera aguas abajo} \quad (7)$$

La condición de frontera aguas abajo generalmente se representa mediante una relación conocida tirante-caudal $Q_m = f(Z_m)$ con los siguientes coeficientes que identifican la ecuación (3):

$$R_m = 1; S_m = -\frac{\Delta Q_m}{\Delta Z_m} \text{ y } T_m = 0.$$

Representación matemática de compuertas

En el caso de una condición de frontera interna, por ejemplo en el tramo 2-3 de la Figura 1, el sistema de ecuaciones que se debe resolver es el siguiente:

$$R_2 \Delta Q_2 + S_2 \Delta Z_2 = T_2 \quad (8)$$

$$\Delta Q_2 = \Delta Q_3: \text{ ecuación de continuidad en la estructura} \quad (9)$$

$$f(Q_2, Z_2, Z_3, h) = 0: \text{ ecuación dinámica de la estructura} \quad (10)$$

$$R_{i+1}\Delta Q_{i+1} + S_{i+1}\Delta Z_{i+1} = T_{i+1}$$

where:

$$\begin{aligned} R_{i+1} &= R_i A_i + S_i D_i \\ S_{i+1} &= R_i B_i + S_i E_i \\ T_{i+1} &= T_i - R_i C_i - S_i F_i \end{aligned}$$

With the second sweep, variations in water depth and discharge (ΔZ_i and ΔQ_i) from downstream to upstream in the canal are calculated using equations (4) and (5).

Upstream boundary conditions (CF_{Ar}). In the operation of irrigation canals, the upstream boundary condition corresponds to the demand for irrigation water and generally is represented in the form of a $Q_0 = f(t)$ type hydrograph, which is linearized in the following manner:

$$Q_0(t + \Delta t) - Q_0(t) = f_0(t + \Delta t) - f_0(t) \text{ or also: } \Delta Q_0 = \Delta f(t)$$

The coefficients R_0 , S_0 and T_0 of equation (3) for the entrance of the canal in Figure 1 are $R_0 = 1.0$, $S_0 = 0.0$, and $T_0 = \Delta f(t)$.

Downstream boundary conditions (CF_{Ab}). Since the first up to downstream sweep has been performed, we reach segment (7-m) of Figure 1 with a system of two equations and two unknowns:

$$R_m \Delta Q_m + S_m \Delta Z_m = T_m \quad (6)$$

$$f(\Delta Q_m, \Delta Z_m) = 0: \text{ downstream boundary condition} \quad (7)$$

The downstream boundary condition is generally represented with a known water depth discharge ratio $Q_m = f(Z_m)$ with the following coefficients that identify equation (3):

$$R_m = 1; S_m = -\frac{\Delta Q_m}{\Delta Z_m} \text{ and } T_m = 0.$$

Mathematical gates representation

In the case of an internal boundary condition, for example in section 2-3 of Figure 1, the system of equations that must be solved is the following:

$$R_2 \Delta Q_2 + S_2 \Delta Z_2 = T_2 \quad (8)$$

$$\Delta Q_2 = \Delta Q_3: \text{ continuity equation of the structure} \quad (9)$$

$$f(Q_2, Z_2, Z_3, h) = 0: \text{ dynamic equation of the structure} \quad (10)$$

where Q_2 = discharge upstream from the structure; Z_2 = water depth upstream from the structure; Z_3 = water depth downstream from the structure; h = opening of the structure.

donde Q_2 = caudal aguas arriba de la estructura; Z_2 = tirante aguas arriba de la estructura; Z_3 = tirante aguas abajo de la estructura; h = abertura de la estructura.

A partir de este sistema se debe obtener la ecuación:

$$R_3 \Delta Q_3 + S_3 \Delta Z_3 = T_3 \quad (11)$$

donde los coeficientes R_3 , S_3 y T_3 se obtienen de la linearización de la ecuación (10) y corresponde a la expresión:

$$\frac{\partial f}{\partial t}(Q_2, Z_2, Z_3, h) = 0 \quad (12)$$

En los puntos donde se localiza una singularidad las ecuaciones de Saint-Venant se pueden representar por la ecuación diferencial ordinaria de segundo grado en dQ/dz (De León, 1990):

$$\frac{1}{L} \left(\frac{dQ}{dz} \right)^2 - \frac{2Q}{s} \left(\frac{dQ}{dz} \right) + \frac{Q^2 L}{s^2} - g s = 0 \quad (13)$$

La solución principal de la ecuación (13) cuando se produce un movimiento en la estructura, está dada por la ecuación:

$$\frac{dQ}{dz} = (v \pm c)L \quad (14)$$

donde v =velocidad media del flujo ($L T^{-1}$), y c =celeridad de las ondas de propagación del caudal ($L T^{-1}$) definida como:

$$c = \sqrt{\frac{g s}{L}}$$

La ecuación (14) identifica a la ecuación tipo (3) si: $R_i=1.0$; $S_i=-(v \pm c) L$ y $T_i=0.0$.

La ecuación (14) representa las líneas características que parten hacia aguas arriba y aguas abajo de la estructura e interceptan la malla de discretización de diferencias finitas. Si existe alguna forma para estimar dQ lo cual, en el caso de la operación de canales de riego, es posible a partir de la demanda de riego; entonces, mediante la relación de las ecuaciones (14) y (12) se puede prever la variación de las características del flujo en la vecindad de la compuerta.

Con la variación conocida dQ se calculan las variaciones de los tirantes aguas arriba y aguas abajo de la estructura con las ecuaciones (15) y (16):

$$dZ_i = \frac{dQ}{(v_i - c_i)L_i} \quad (15)$$

$$dZ_{i+1} = \frac{dQ}{(v_{i+1} + c_{i+1})L_{i+1}} \quad (16)$$

From this system the following equation should be obtained:

$$R_3 \Delta Q_3 + S_3 \Delta Z_3 = T_3 \quad (11)$$

where the coefficients R_3 , S_3 and T_3 are obtained from linearization of equation (10), which corresponds to the expression:

$$\frac{\partial f}{\partial t}(Q_2, Z_2, Z_3, h) = 0 \quad (12)$$

At the points where a singularity is located, the Saint-Venant equations can be represented by the ordinary second degree differential equation in dQ/dz (De León, 1990):

$$\frac{1}{L} \left(\frac{dQ}{dz} \right)^2 - \frac{2Q}{s} \left(\frac{dQ}{dz} \right) + \frac{Q^2 L}{s^2} - g s = 0 \quad (13)$$

The main solution of equation (13) when a structure moves is given by the equation:

$$\frac{dQ}{dz} = (v \pm c)L \quad (14)$$

where v =mean discharge rate ($L T^{-1}$), and c =wave celerity ($L T^{-1}$) defined as:

$$c = \sqrt{\frac{g s}{L}}$$

Equation (14) identifies equation type (3) if: $R_i=1.0$; $S_i=-(v \pm c) L$ and $T_i=0.0$.

Equation (14) represents the characteristic lines that extend upstream and downstream from the structure and intercept the discretization mesh of finite differences. If there is a way to estimate dQ which, in the case of irrigation canal operation, it is possible starting from the demand for irrigation water; thus, through the relationship of equations (14) and (12), variation in the discharge characteristics in the vicinity of the gate can be foreseen.

With the known dQ variation, variations in water levels upstream and downstream from the structure are calculated with equations (15) and (16):

$$dZ_i = \frac{dQ}{(v_i - c_i)L_i} \quad (15)$$

$$dZ_{i+1} = \frac{dQ}{(v_{i+1} + c_{i+1})L_{i+1}} \quad (16)$$

and, thus, $Z_i^{n+1} = Z_i^n + dZ_i$ y $Z_{i+1}^{n+1} = Z_{i+1}^n + dZ_{i+1}$, where n represents the time stage previous to the variation in discharge. With these

y así $Z_i^{n+1}=Z_i^n+dZ_i$ y $Z_{i+1}^{n+1}=Z_{i+1}^n+dZ_{i+1}$ donde n representa la etapa de tiempo previa a la variación del caudal. Con estos valores de los tirantes y mediante la ecuación dinámica de la estructura se calcula la abertura correspondiente al nuevo caudal demandado ($Q^{n+1}=Q^n+dQ$) y se mantiene constante después de la maniobra.

Ejecución de la maniobra de compuertas

Los procedimientos de ejecución de maniobras que se proponen en esta investigación fueron implementados en un modelo numérico que resuelve el modelo general de Saint-Venant mediante un esquema implícito de diferencias finitas.

Dichos procedimientos fueron simulados en una compuerta deslizante del canal largo del laboratorio de hidráulica del Instituto Mexicano de Tecnología del agua. El canal tiene 50 m de longitud, es de sección rectangular de 0.6 m de plantilla, con un tirante máximo de 1.2 m y la pendiente de la rasante es despreciable. La compuerta se sitúa a 25 m del inicio del canal.

La maniobra de una compuerta en un canal de riego provoca el cambio de un caudal inicial Q_0 a un caudal final Q_n . Esta situación se establece con una variación de la abertura de la compuerta de un valor inicial h_0 a un valor final h_n . La variación de la geometría y de las características de flujo dificulta el análisis de los diferentes términos que influyen en las ecuaciones de Saint-Venant, por lo que se prefirió hacer un análisis global del fenómeno posterior a la maniobra, en una vecindad muy próxima a la compuerta.

Dicho análisis global se inicia con la interpretación física de la ecuación recursiva tipo (3) la cual, graficada a cada paso de tiempo en el plano $(\Delta Z, \Delta Q)$, representa una familia de rectas que definen el almacenamiento y el aporte en cada malla. Así, por ejemplo, si al canal simulado se incrementa el caudal de entrada en $0.035 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$ sobre un caudal inicial de $0.11 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$ en el tiempo $t=0$, en la sección donde se ubica la estructura se obtiene la familia de rectas de la Figura 2, las cuales representan la propagación de información hidráulica de un instante $t=1$ a $t=35$. Las rectas están graficadas a cada dos pasos de tiempo.

En la simulación se usó un paso de espacio $\Delta x=1.0 \text{ m}$, un paso de tiempo $\Delta t=5.0$ segundos y un factor de ponderación del tiempo de 0.66; los cuales garantizan resultados confiables en la simulación (Liggett y Cunge, 1975).

Análogamente, sobre el plano $(\Delta Z, \Delta Q)$ se puede representar una familia de curvas correspondientes a cada valor de la abertura de la compuerta (Figura 3).

La simulación numérica de una maniobra se puede efectuar haciendo variar el caudal o el tirante, ya que el modelo general de solución trabaja en diferencias de caudal y de tirante respecto al valor inicial. Por tanto, de la ecuación tipo (3) se puede establecer que a cada paso de tiempo se tiene:

$$\text{Aporte} + \text{almacenamiento} = \text{constante} \quad (17)$$

Según esta ecuación, al ejecutar una maniobra hay tres posibilidades: a) modificar aporte (caudal); b) modificar el almacenamiento (tirante); c) modificar el almacenamiento y el aporte

water depth values and with the dynamic structure equation, the opening corresponding to the new demanded discharge is calculated ($Q^{n+1}=Q^n+dQ$) and is kept constant after the maneuver.

Execution of gate maneuvering

The procedures for executing maneuvers proposed in this study were implemented in a numerical model that solves the general Saint-Venant model using an implicit scheme of finite differences.

These procedures were simulated with a sliding gate of the long canal in the hydraulics laboratory of the Instituto Mexicano de Tecnología del Agua (Mexican Institute of Water Technology). The canal is 50 m long, with 0.60 m bottom width of the rectangular cross section, maximum depth of 1.2 m, and the bottom slope is negligible. The gate is 25 m from the beginning of the canal.

Maneuvering a gate in an irrigation canal causes initial discharge Q_0 to change into an end discharge Q_n . This situation is established with variation in the gate opening from an initial value of h_0 to an end value of h_n . Variation in the geometry and discharge characteristics makes it difficult to analyze the different terms that have an influence in the Saint-Venant equations, and so it was preferred to perform an overall analysis of the phenomenon following the maneuver in very close proximity to the gate.

This overall analysis begins with the physical interpretation of the recursive type (3) equation which, when graphed at each interval of time on the plane $(\Delta Z, \Delta Q)$, represents a family of straight lines that define the storage and input at each mesh. Thus, for example, if the initial discharge of $0.11 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$ in the simulated canal is increased by an input of $0.035 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$ in time $t=0$, in the segment where the structure is located, the family of straight lines in Figure 2 is obtained; these represent the propagation of hydraulic information from instant $t=1$ to $t=35$. The straight lines are graphed every two time intervals.

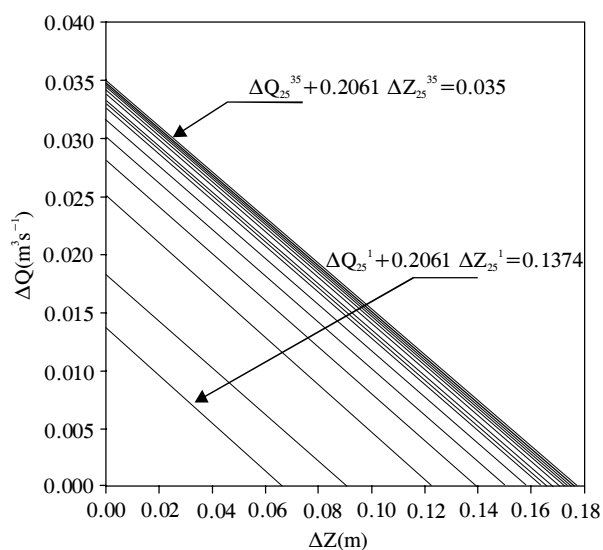


Figura 2. Familia de rectas aporte-almacenamiento.
Figure 2. Family of input-storage lines.

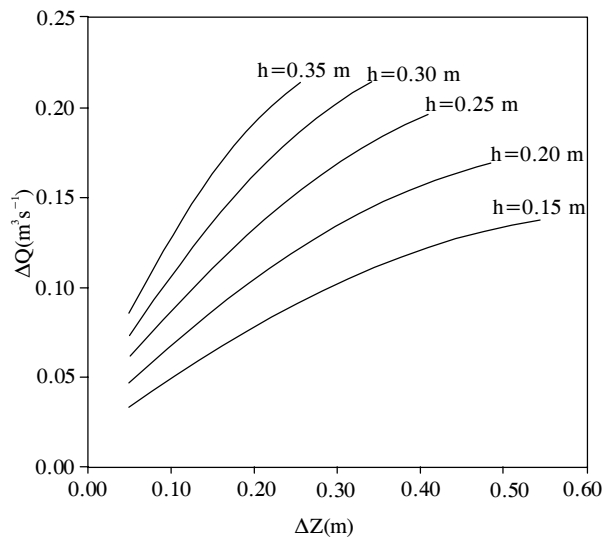


Figura 3. Familia de curvas caudal-carga de la compuerta.
Figure 3. Family of discharge-head curves of the gate.

(tirante y caudal). Ésto se ilustra en la Figura 4 con las trayectorias descritas para pasar de la abertura de compuerta h_0^n a la abertura h_1^{n+1} .

El tratamiento numérico de estas tres posibilidades genera dos procedimientos generales de simulación: 1) maniobra progresiva y 2) maniobra instantánea.

Maniobra progresiva con reinicialización del caudal. En un instante $t=n$, se conoce el estado hidráulico de la compuerta ($\Delta Z_0^n, \Delta Q_0^n, h_0^n$) y la ecuación de la recta del tipo (3) que pasa por ese punto. Luego, mediante la maniobra, se puede instalar un caudal $Q_1^{n+1} = Q_0^n + \Delta Q$, para lo cual se requiere pasar del punto ($\Delta Z_0^n, \Delta Q_0^n, h_0^n$) al punto ($\Delta Z_1^{n+1}, \Delta Q_1^{n+1}, h_1^{n+1}$).

Si sólo se reinicializa el valor del caudal y los tirantes permanecen constantes, en realidad se pasa del punto ($\Delta Z_0^n, \Delta Q_0^n$) al punto ($\Delta Z_0^n, \Delta Q_2^{n+1}$) cuya ordenada es superior al valor deseado (ΔQ_1^{n+1}), (Figura 4).

El punto ($\Delta Z_0^n, \Delta Q_2^{n+1}$) corresponde a la intersección del sistema formado por las siguientes ecuaciones:

$$\Delta Z_0^n = \text{Constante} \quad (18)$$

$$\Delta Q_2^{n+1} = f(\Delta Z_0^n, h_1^{n+1}) \quad (19)$$

La intersección de este sistema no corresponde al punto de interés ($\Delta Z_1^{n+1}, \Delta Q_1^{n+1}$). Sin embargo, puesto que se reinicializa el caudal en un valor ΔQ_1^{n+1} inferior al ΔQ_2^{n+1} y tanto el caudal como el tirante se sitúan sobre la curva h_1^{n+1} , se obliga al modelo a descender del punto ($\Delta Z_0^n, \Delta Q_2^{n+1}$) hacia el punto de interés ($\Delta Z_1^{n+1}, \Delta Q_1^{n+1}$).

Con este procedimiento se desplaza la recta del tipo (3) del punto ($\Delta Z_0^n, \Delta Q_0^n$) al punto ($\Delta Z_1^{n+1}, \Delta Q_1^{n+1}$) lo cual permite, mediante la evaluación de los coeficientes R, S y T, transmitir información hacia aguas abajo sobre la magnitud de la maniobra.

In the simulation a space interval $\Delta x = 1.0$ m, a time interval $\Delta t = 5.0$ s and a time weighting coefficient factor 0.66 were used; these guarantee reliable results in the simulation (Liggett and Cunge, 1975).

Analogously, on the plane ($\Delta Z, \Delta Q$) a family of curves corresponding to each value of gate opening can be represented (Figure 3).

Numerical simulation of a maneuver can be performed by making the discharge or water depth vary, since the general solution model works with differences in discharge and water depth with respect to the initial value. Therefore, from the type (3) equation it can be established that at each interval of time we have:

$$\text{Input} + \text{storage} = \text{constant} \quad (17)$$

According to this equation, when executing a maneuver there are three possibilities: a) change the input (discharge); b) change storage (water depth); c) change storage and input (water depth and discharge). This is illustrated in Figure 4 with the trajectories described for passing from the gate opening h_0^n to opening h_1^{n+1} .

The numerical treatment of these three possibilities yields two general simulation procedures: 1) progressive maneuvering and 2) instantaneous maneuvering.

Progressive maneuvering with restart of flow. In one instant $t=n$, the hydraulic state of the gate ($\Delta Z_0^n, \Delta Q_0^n, h_0^n$) and the equation of the type (3) line that passes through this point are known. Then, by maneuvering, a discharge $Q_1^{n+1} = Q_0^n + \Delta Q$ can be installed, for which it is necessary to pass from point ($\Delta Z_0^n, \Delta Q_0^n, h_0^n$) to point ($\Delta Z_1^{n+1}, \Delta Q_1^{n+1}, h_1^{n+1}$).

If only the discharge values are restarted and the water depths remain constant, we are actually passing from point ($\Delta Z_0^n, \Delta Q_0^n$) to point ($\Delta Z_0^n, \Delta Q_2^{n+1}$) whose ordinate is higher than the desired value (ΔQ_1^{n+1}) (Figure 4).

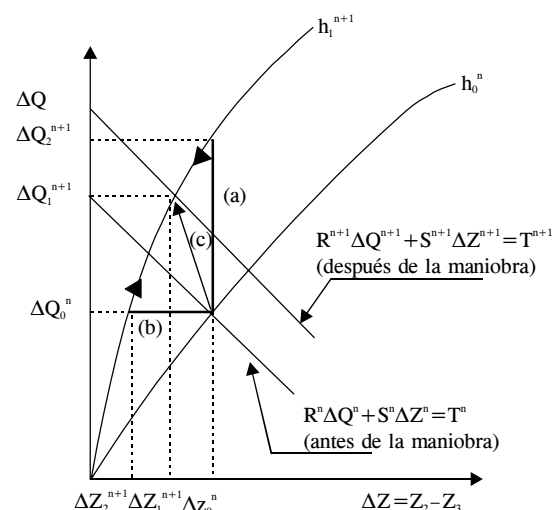


Figura 4. Trayectorias descritas por la maniobra en la compuerta.
Figure 4. Trajectories described by gate maneuvering.

El efecto de la maniobra hace que los valores del tirante aguas arriba y aguas abajo tiendan a su valor correspondiente durante un paso de tiempo, y por esta razón se le ha denominado maniobra progresiva.

Maniobra progresiva con reinicialización del tirante. Para pasar del punto $(\Delta Z_0^n, \Delta Q_0^n, h_0^n)$ al punto $(\Delta Z_1^{n+1}, \Delta Q_1^{n+1}, h_1^{n+1})$, sólo se reinician los valores de los tirantes aguas arriba y aguas abajo de la compuerta y el caudal permanece constante (Figura 4), pasando del punto $(\Delta Z_0^n, \Delta Q_0^n)$ al punto $(\Delta Z_2^{n+1}, \Delta Q_0^n)$ que corresponde a la intersección del sistema formado por las ecuaciones:

$$\Delta Q_0^n = \text{Constante} \quad (20)$$

$$\Delta Q_0^n = f(\Delta Z_2^{n+1}, h_1^{n+1}) \quad (21)$$

Igual que en el procedimiento anterior, la recta del tipo (3) se desplaza de manera progresiva durante un paso de tiempo hacia el punto $(\Delta Z_1^{n+1}, \Delta Q_1^{n+1})$. De igual manera, el caudal pasa uniformemente del valor ΔQ_0^n al valor ΔQ_1^{n+1} en un paso de tiempo.

Maniobra instantánea. Con este procedimiento varía simultáneamente el almacenamiento y el aporte (Figura 4), lo cual equivale a desplazar la recta del tipo (3) instantáneamente hacia el punto de interés $(\Delta Z_1^{n+1}, \Delta Q_1^{n+1})$. Este punto corresponde a la intersección del sistema de ecuaciones:

$$R^{n+1}\Delta Q^{n+1} + S^{n+1}\Delta Z^{n+1} = T^{n+1} \quad (22)$$

$$\Delta Q_1^{n+1} = f(\Delta Z_1^{n+1}, h_1^{n+1}) \quad (23)$$

donde los coeficientes de la ecuación (22) se determinan con la ecuación (14).

RESULTADOS Y ANÁLISIS

Evaluación de los procedimientos de maniobra

En la Figura 5 se muestran las trayectorias descritas por los tres procedimientos de simulación de movimiento de la compuerta de estudio en un instante $t=n$ antes de la maniobra y en $t=n+1$ después de ella.

Las características geométricas e hidráulicas de la compuerta son antes de la maniobra: ancho=0.45 m; abertura=0.20 m; $C_d=0.60$; caudal=0.11 m³ s⁻¹; tirante aguas arriba=0.6628 m; tirante aguas abajo=0.4513 m; tipo de descarga=ahogada.

Después de efectuar una variación en el caudal (dQ) de 0.035 m³ s⁻¹ en la compuerta y calcular las variaciones correspondientes de los tirantes aguas arriba y aguas abajo de la estructura con las ecuaciones (15) y (16), así como la nueva abertura de compuerta con la ecuación dinámica de la estructura, los resultados son: tirante aguas arriba=0.6389 m; tirante aguas

Point $(\Delta Z_0^n, \Delta Q_2^{n+1})$ is the intersection of the system formed by the following equations:

$$\Delta Z_0^n = \text{Constante} \quad (18)$$

$$\Delta Q_2^{n+1} = f(\Delta Z_0^n, h_1^{n+1}) \quad (19)$$

The intersection of this system does not correspond to the point of interest $(\Delta Z_1^{n+1}, \Delta Q_1^{n+1})$. However, since discharge is restarted at a value ΔQ_1^{n+1} , lower than ΔQ_2^{n+1} and both discharge and water depth are situated on curve h_1^{n+1} , the model is obligated to descend from point $(\Delta Z_0^n, \Delta Q_2^{n+1})$ toward the point of interest $(\Delta Z_1^{n+1}, \Delta Q_1^{n+1})$.

With this procedure, the type (3) line moves from point $(\Delta Z_0^n, \Delta Q_0^n)$ to point $(\Delta Z_1^{n+1}, \Delta Q_1^{n+1})$, permitting transmission of information downstream on the magnitude of the maneuver by evaluating the coefficients R, S and T.

The effect of the maneuver make the values of the upstream and downstream depth tend toward their corresponding value during an interval of time, and for this reason it is called progressive maneuvering.

Progressive maneuvering with restart of water depth. To pass from point $(\Delta Z_0^n, \Delta Q_0^n, h_0^n)$ to point $(\Delta Z_1^{n+1}, \Delta Q_1^{n+1}, h_1^{n+1})$, only the values of water depths upstream and downstream from the gate are restarted, and discharge remains constant (Figure 4), passing from point $(\Delta Z_0^n, \Delta Q_0^n)$ to point $(\Delta Z_2^{n+1}, \Delta Q_0^n)$, which is the intersection of the system formed by the equations:

$$\Delta Q_0^n = \text{Constante} \quad (20)$$

$$\Delta Q_0^n = f(\Delta Z_2^{n+1}, h_1^{n+1}) \quad (21)$$

Like the previous procedure, the type (3) line moves progressively during an interval of time toward point $(\Delta Z_1^{n+1}, \Delta Q_1^{n+1})$. In a like way, flow passes uniformly from the value ΔQ_0^n to the value ΔQ_1^{n+1} in an interval of time.

Instantaneous maneuvering. With this procedure, storage and input (Figure 4) vary simultaneously, which is equivalent to moving the type (3) line instantaneously toward the point of interest $(\Delta Z_1^{n+1}, \Delta Q_1^{n+1})$. This point is the intersection of the system of equations:

$$R^{n+1}\Delta Q^{n+1} + S^{n+1}\Delta Z^{n+1} = T^{n+1} \quad (22)$$

$$\Delta Q_1^{n+1} = f(\Delta Z_1^{n+1}, h_1^{n+1}) \quad (23)$$

where the coefficients of equation (22) are determined with equation (14).

RESULTS AND ANALYSIS

Evaluation of the maneuvering procedures

The trajectories described by the three procedures for simulating gate movement at instant $t=n$ before the

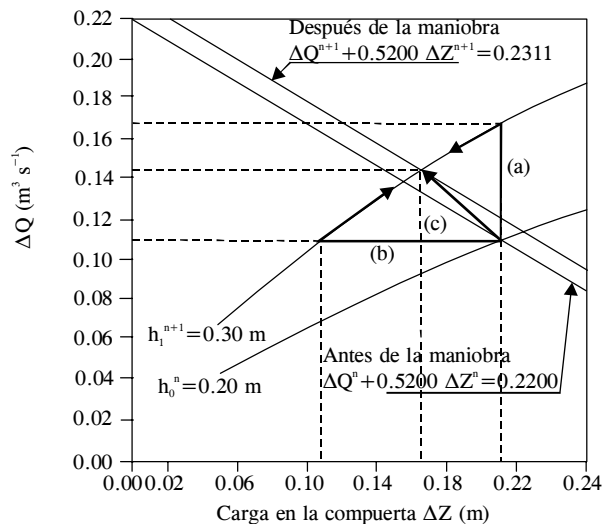


Figura 5. Trayectorias descritas por la maniobra en la compuerta de estudio para una variación en la demanda de $0.035 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$.

Figure 5. Trajectories described by maneuvering at the gate under study for a $0.035 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$ variation in the demand.

abajo = 0.4733 m ; abertura = 0.30 m ; tipo de descarga = ahogada.

En la Figura 5 se observa que si sólo se reinicializa el valor del caudal y los valores de los tirantes permanecen constantes (a), la intersección de la ecuación (18) y la ecuación dinámica de la estructura (19) resulta en un caudal de $0.164 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$ sobre la curva de la compuerta $h_1^{n+1} = 0.30 \text{ m}$, el cual es superior al caudal objetivo de $0.145 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$. Sin embargo, con la reinicialización se impone un caudal de $0.145 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$, obligando al modelo descender al punto objetivo ($0.165, 0.145$) en un paso de tiempo sobre la misma curva de la compuerta h_1^{n+1} .

Se observa que si sólo se reinician los valores de los tirantes y el caudal permanece constante (b), la intersección de las ecuaciones (20) y (21) resultan en una carga en la compuerta de 0.1078 m sobre la curva de la estructura $h_1^{n+1} = 0.30 \text{ m}$. En este punto el caudal es menor que el caudal demandado, sin embargo. Al reinicializar una carga de 0.165 m en la estructura, se obliga al modelo a subir al punto objetivo en un paso de tiempo sobre la misma curva de la compuerta h_1^{n+1} .

Finalmente, cuando se reinician los valores de los tirantes y los caudales (c), el modelo se desplaza instantáneamente al punto objetivo.

En las Figuras 6, 7 y 8 se muestran los resultados de la evolución del caudal a través del tiempo para los tres procedimientos de simulación de movimiento de estructuras. En las Figuras 6 y 8 para maniobra progresiva con reinicialización de tirante (aporte) y maniobra instantánea (almacenamiento y aporte), se

maneuver and at $t = n + 1$ after the maneuver are shown in Figure 5.

The geometric and hydraulic characteristics of the gate before the maneuver are the following: width = 0.45 m ; opening = 0.20 m ; $C_d = 0.60$; discharge = $0.11 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$; upstream water depth = 0.6628 m ; downstream water depth = 0.4513 m ; and discharge condition type = submerged.

After performing a variation in the discharge (dQ) of $0.035 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$ at the gate and calculating the corresponding variations in water depths upstream and downstream from the structure with equations (15) and (16), as well as the new gate opening with the dynamic structure equation, the results are: upstream water depth = 0.6389 m ; downstream water depth = 0.4733 m ; opening = 0.30 m ; and discharge condition type = submerged.

In Figure 5, it can be observed that if only the discharge value is restarted and water depth values remain constant (a), the intersection of equation (18) and the dynamic structure equation (19) result in a discharge of $0.164 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$ on the gate curve $h_1^{n+1} = 0.30 \text{ m}$, which is higher than the target discharge of $0.145 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$. However, by restarting, a discharge of $0.145 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$ is imposed, forcing the model to descend to the target point ($0.165, 0.145$) in an interval of time on the same gate curve h_1^{n+1} .

It can be observed that if only water depth values are restarted and the discharge remains constant (b), the intersection of the equations (20) and (21) yields a head at the gate of 0.1078 m on the structure curve $h_1^{n+1} = 0.30 \text{ m}$. At this point, however, discharge is less than the demanded one. Restarting a head of 0.165 m on the structure forces the model to ascend to the target point in an interval of time on the same gate curve h_1^{n+1} .

Finally, when the values of water depths and discharge (c) are restarted, the model moves instantaneously to the target point.

The results of discharge evolution over time for the three structure movement simulation procedures are shown in Figures 6, 7, and 8. In Figure 6 and 8 for progressive maneuvering with restart of water depth (input) and instantaneous maneuvering (storage and input), it can be observed that the magnitude of the maneuver is propagated in upstream and downstream sections with an oscillatory gap of one time interval. This poses a problem of compatibility between the numerical scale and the physical scale of the propagation phenomenon. With progressive maneuvering and restarting water depth (storage), the oscillations are propagated in a phase upstream and downstream from the structure and are buffered in the same form (Figure 7).

In Figures 6, 7 and 8 it is also shown that the width of the oscillations of the flow rate are less in progressive

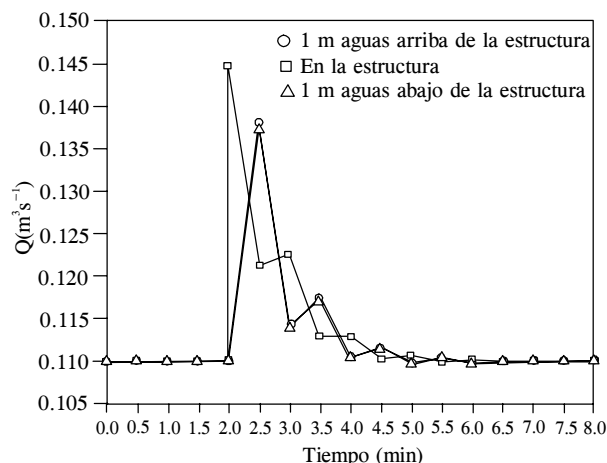


Figura 6. Maniobra progresiva con reinicialización del caudal.
Figure 6. Progressive maneuvering with discharge restart.

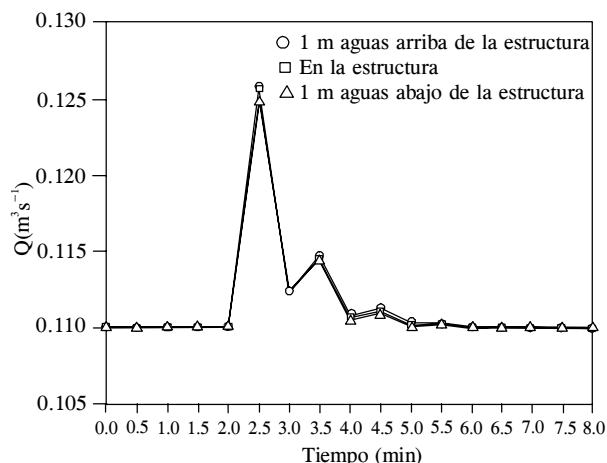


Figura 7. Maniobra progresiva con reinicialización de tirante.
Figure 7. Progressive maneuvering with water depth restart.

observa que la magnitud de la maniobra se propaga en secciones aguas arriba y aguas abajo con un desfase de un paso de tiempo de manera oscilatoria, lo cual presenta un problema de compatibilidad entre la escala numérica y la escala física del fenómeno de propagación. Con la maniobra progresiva con reinicialización de tirante (almacenamiento) las oscilaciones se propagan en fase hacia aguas arriba y aguas abajo de la estructura y se amortiguan de la misma forma (Figura 7).

Las Figuras 6, 7 y 8 también muestran que la amplitud de las oscilaciones del gasto son menores en la maniobra progresiva con reinicialización de tirante que en la maniobra instantánea y progresiva con reinicialización de gasto.

De los tres procedimientos de simulación del movimiento de estructuras expuestos, el de la maniobra progresiva con reinicialización de tirante es una mejor aproximación a la operación de las compuertas en los canales de riego, ya que sus cambios de posición son graduales y al momento de efectuarlos, los tirantes aguas arriba y aguas abajo se modifican inmediatamente.

CONCLUSIONES

Los problemas de representación de la propagación de caudales consecutivos al movimiento de las estructuras de control en canales de riego se disminuyen reduciendo los pasos de tiempo y de espacio en el modelo de simulación. Sin embargo, debido a que prevalece el problema del desfase entre el caudal de las compuertas consecutivo a la maniobra y los caudales en la vecindad de esta, se establecieron los procedimientos de maniobras propuestos.

La ejecución de maniobras progresivas e instantáneas se han propuesto e interpretado desde el punto de vista

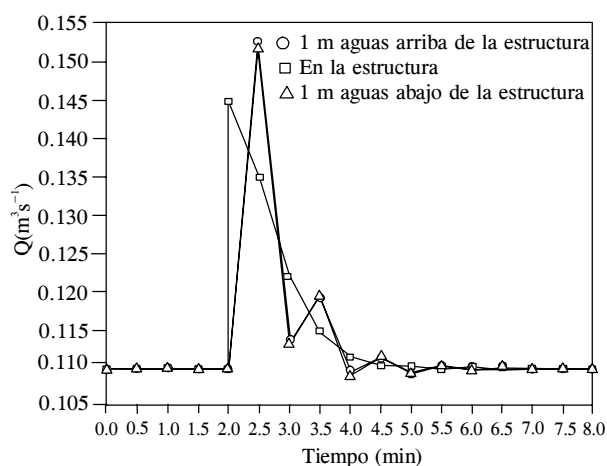


Figura 8. Maniobra instantánea con reinicialización de gasto y tirante.
Figure 8. Instantaneous maneuvering with discharge and water depth restart.

maneuvering with restart of depth than in instantaneous and progressive maneuvering with restart of discharge.

Of the three structure movement simulation procedures presented, that of progressive maneuvering with restarting water depth is a better approximation to the operation of the gates in irrigation canals since their changes in position are gradual and when they are implemented, the upstream and downstream water depths change immediately.

CONCLUSIONS

The representation problems that the propagation of consecutive flows poses when control structures are moved in irrigation canals are diminished, by reducing the time and space intervals in the simulation model.

de la simulación en un modelo matemático, pero fácilmente se pueden aplicar estos conceptos a la solución de problemas específicos de operación de estructuras en canales de riego.

Con los procedimientos propuestos se puede resolver el problema de la ejecución de maniobras de estructuras de regulación en un modelo completo del flujo transitorio. Sin embargo, la selección definitiva de algún método de maniobra dependerá del problema a resolver.

Con base en los resultados se puede establecer que si la variable a regular es el gasto, entonces se use preferentemente la maniobra progresiva con reinicialización de los tirantes, pero si la variable de interés es el tirante, entonces se puede usar la maniobra progresiva con reinicialización de gasto.

LITERATURA CITADA

- ASCE. Task Committee on irrigation canal system hydraulic modeling. 1993. Unsteady-flow modeling of irrigation canals. *J. Irrig. Drain. Engr.*, ASCE 119(4): 615-630.
- Baume, J. P., et P. O. Malaterre 1994. Simulation des canaux d'Irrigation (SIC), Vol. II: Guide Theorique. CEMAGREF, Montpellier, Francia.
- Burt, C., and G. Gartrell. 1993. Irrigation canal simulation model usage. *J. Irrig. Drain. Engr.*, ASCE 119(4):631-636.
- Clemmens, A., F. M. Holly Jr., and W. Schuurmans. 1993. Description and evaluation of program DUFLOW. *J. Irrig. and Drain. Engr.*, ASCE 119(4): 724-734.
- Contractor., D., and W. Schuurmans. 1993. Informed use and potential pitfalls of canal models. *J. Irrig. Drain. Engr.*, ASCE 119(4): 663-672.
- De León M, B. 1986. Prise en compte des vannes de regulation dans un models de simulation d' un canal de transport et de distribution d' eau. XVI Journées Regionales Européennes de la I. C. I. D. Murcia, España.
- De León M., B. 1990. Modelación matemática de la maniobra de estructuras en una red de canales de riego. *Agrociencia, Agua-Suelo-Clima*, Vol. 1 (4): 101-109.
- Holly, F., and J. B. Parrish III. 1993. Description and evaluation of program CARIMA. *J. Irrig. Drain. Engr.*, ASCE 119(4): 703-714.

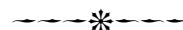
However, because the problem of phase shift between the flow following gate maneuver and the flows in the vicinity of this point prevails, the maneuvering procedures proposed were established.

The execution of progressive and instantaneous maneuvers have been proposed and interpreted from the standpoint of simulation in a mathematical model, but these concepts can be easily applied to the solution of specific problems of structure operation in irrigation canals.

With the proposed procedures it is possible to solve the problem of maneuvering control structures in a complete model of transitory discharge. However, the definitive selection of a method of maneuver will depend on the problem to be solved.

On the basis of the results, it can be established that if the variable to be regulated is discharge rate, then progressive maneuvering with depth restart is preferred, but if the variable of interest is water depth, then progressive maneuvering with discharge restart can be used.

—End of the English version—



- Liggett, A. J., and Cunge A. J. 1975. Numerical Methods of Solution of the Unsteady Flow Equations. *Unsteady Flow in Open Channels*. Vol. I. Mahmood, K., and V. Yevjevich (eds). Water Res. Pub., Fort Collins, Col., USA. pp: 89-181.
- Pochat R. 1983. Ecoulement a surface libre. Ecole Nationale du Gene Rural des Eaux et des Forests. Montpellier, Francia.
- Strelkoff, T., and H. T. Falvey. 1993. Numerical methods used to model unsteady canal flow. *J. Irrig. Drain. Engr.*, ASCE 119(4): 637-655.
- Yvergniaux, Ph. 1986. La linearisation des Conditions aux Limites dans un Modele Implicite de Saint-Venant d' ecoulement en Rivière. Ecole Centrale. Paris, Francia.