

250

250

TABLA N° 2

MEDIDAS Y CALCULOS PARA $Z_e = 436,00$ m.- DESAGUE

DE FONDO DE LA PRESA COLBUN

| a/D | a (m) | Piez. N° | y (m) | Hx (m) | | OBSERVAC. |
|------|-------|----------|-------|---------|---------|--------------------------------------|
| | | | | Modelo | Cálculo | |
| 0,10 | 0,365 | 1 | 0,365 | 1 a 3 | 0,0 | Medidas con piezómetros |
| | | 2 | 0,415 | 60 61 | 63,9 | |
| | | 3 | 0,515 | 78 79 | 79,3 | |
| | | 4 | 0,665 | 90 91 | 90,8 | |
| | | 5 | 0,815 | 89 89 | 96,4 | |
| 0,25 | 0,912 | 20 | 9,372 | - - | 90,7 | |
| | | 1 | 0,912 | -1 1 | 0,0 | |
| | | 2 | 0,962 | 40 41 | 55,5 | |
| | | 3 | 1,062 | 60 61 | 64,7 | |
| | | 4 | 1,212 | 72 73 | 74,5 | |
| 0,50 | 1,825 | 5 | 1,362 | 63 64 | 81,2 | |
| | | 20 | 9,372 | - - | 82,0 | |
| | | 1 | 1,825 | -2 -1 | 0,0 | |
| | | 2 | 1,875 | 32 33 | 48,2 | |
| | | 3 | 1,975 | 48 49 | 53,6 | |
| 0,75 | 2,737 | 4 | 2,125 | 60 62 | 60,3 | |
| | | 5 | 2,275 | 52 54 | 65,7 | |
| | | 20 | 9,372 | - - | 69,4 | |
| | | 1 | 2,737 | -5 4 | 0,0 | |
| | | 2 | 2,787 | 34 35 | 38,7 | |
| 0,85 | 3,102 | 3 | 2,887 | 53 54 | 42,7 | |
| | | 4 | 3,037 | 67 68 | 47,9 | |
| | | 5 | 3,187 | 74 74 | 52,5 | |
| | | 20 | 9,372 | - - | 58,9 | |
| | | 2 | 3,152 | 29 a 41 | 33,1 | Medidas con Transductores de Presión |
| 3 | 3,252 | 50 63 | 36,9 | | | |
| 4 | 3,402 | 67 83 | 42,0 | | | |
| 20 | 9,372 | 62 70 | 56,2 | | | |
| 0,90 | 3,285 | 2 | 3,355 | 32 48 | 30,0 | |
| | | 3 | 3,455 | 55 73 | 33,8 | |
| | | 4 | 3,605 | 68 94 | 38,8 | |
| 0,95 | 3,467 | 20 | 9,372 | 55 64 | 55,0 | |
| | | 2 | 3,517 | 31 61 | 23,6 | |
| | | 3 | 3,617 | 53 95 | 27,5 | |
| 1,00 | 3,650 | 4 | 3,767 | 37 67 | 32,8 | |
| | | 20 | 9,372 | 37 48 | 54,0 | |
| | | 2 | 3,700 | 5 6 | - | |
| | | 3 | 3,800 | 10 17 | - | |
| | | 4 | 3,950 | 12 18 | - | |
| | | 20 | 9,372 | 12 15 | - | |

SOCIEDAD CHILENA DE INGENIERIA HIDRAULICA

VIII CONGRESO NACIONAL

ONDAS DE CRECIDA GENERADAS POR LA FALLA

PROGRESIVA DE UNA PRESA. ANALISIS Y APLICACION

DE MODELOS MATEMATICOS

Luis Ayala Riquelme, Ph. D (1)

Fernando Harambour Palma (2)

RESUMEN

En el presente trabajo se describen y analizan algunos modelos matemáticos que han sido desarrollados para el estudio de la generación y propagación de ondas de crecida causadas por la ruptura gradual de una presa de embalse. Este tipo de falla puede ocurrir en presas de tierra debido a filtraciones descontroladas a través del muro o al vertimiento de agua sobre el coronamiento cuando el nivel del embalse sobrepasa la cota máxima de la presa. La aplicabilidad y limitaciones de los modelos seleccionados se investiga a partir de aplicaciones realizadas en ciertas presas chilenas, las cuales presentan características particulares por la información disponible, por su tamaño y por la configuración y extensión del valle que se desarrolla aguas abajo de ellas.

(1) Ingeniero Civil. Profesor e Investigador del Centro de Recursos Hidráulicos. Departamento de Ingeniería Civil. Universidad de Chile.

(2) Profesor e Investigador. Departamento de Ingeniería Mecánica. Universidad de Magallanes.

INTRODUCCION

Las presas de embalse son obras que por lo general se diseñan con un alto grado de seguridad y en consecuencia, la probabilidad de falla es para la mayoría de ellas muy baja. Sin embargo, es preciso reconocer que de producirse la ruptura de una presa, las consecuencias que dicho evento acarrea revisten el carácter de una catástrofe de grandes proporciones. Por lo mismo, en numerosos países se ha implementado legislaciones estrictas que exigen que en el análisis técnico, económico y ambiental de proyectos de este tipo se incorpore explícitamente la potencialidad de falla de la obra como otro factor más del análisis. De allí que haya surgido la necesidad de desarrollar herramientas técnicas que permitan predecir con algún grado de confiabilidad las consecuencias de la falla de una presa.

El relativo desconocimiento que existe en Chile de este tema y la oportunidad de haber dispuesto de un modelo computacional relativamente reciente (DAMBRK), conseguido por el Ministerio de Obras Públicas a través del convenio HOMS, motivó la realización de la investigación de la que se da cuenta en este trabajo. Ella se centró en torno al análisis crítico de este modelo y de otros recopilados en el transcurso del estudio, basado tanto en la revisión de los fundamentos y características propias de los modelos como en los resultados obtenidos de su aplicación a presas chilenas. Las presas seleccionadas permiten evaluar la potencialidad de dichos modelos frente a una diversidad de situaciones típicas de nuestro medio.

CARACTERISTICAS DEL FENOMENO Y ALTERNATIVAS DE MODELACION.

La onda de crecida que resulta del rompimiento de una presa depende básicamente de los siguientes factores: tipo y mecanismo de ruptura, tamaño del embalse y condiciones imperantes al momento de iniciarse la ruptura (crecida afluente y nivel del embalse). Para fines de un análisis conceptual y matemático del problema se hace una distinción entre la ruptura brusca, que es la que ocurre por ejemplo cuando falla una presa de hormigón y que compromete a gran parte de la obra, y la ruptura gradual o progresiva, asociada a la formación en un muro de tierra, de una brecha u orificio localizado, paulatinamente creciente en el tiempo.

La falla gradual de una presa de tierra se debe a la erosión de algún sector de ella causada por un flujo de agua descontrolado que la atraviesa. Los mecanismos iniciales de falla son básicamente dos: (1) el piping o tubificación (sifonaje) debido a un aumento imprevisto en la presión de poros y (2) el overtopping o vertimiento sobre el coronamiento debido a niveles del embalse que superan al máximo de diseño. Producido un orificio o brecha en el muro de contención, se desencadena un proceso caracterizado por un crecimiento gradual de éste o ésta, acompañado de un vaciamiento del embalse lo cual da origen a un brusco aumento de los caudales en el río hasta que se alcanza un peak el que es seguido de una recesión más paulatina. El hidrograma resultante de la ruptura es modificado por el rozamiento del agua con el cauce, a medida que la onda se propaga valle abajo, dando origen a caudales menores que los originales.

En la práctica, para cuantificar el hidrograma de ruptura en el caso de presas de tierra se construyen modelos matemáticos que simulan el proceso de erosión de la presa considerando diversas suposiciones. También se utilizan modelos físicos, los que no obstante tener un alto costo, permiten estudiar el fenómeno con mejores elementos de juicio y al mismo tiempo, aportan antecedentes para mejorar los modelos matemáticos. Existen en la literatura diversos modelos matemáticos que han sido propuestos para calcular el hidrograma de ruptura. Ellos pueden ser clasificados en dos grupos: (1) aquellos en que la brecha de ruptura crece independiente del flujo a través de ella, de acuerdo a una ley preestablecida y (2), aquellos en que se simula con cierta base física el proceso de erosión de la brecha considerando las características de dicho flujo y del material del muro. En cuanto a la propagación de la onda de crecida valle abajo, se utilizan también modelos matemáticos y físicos, pero sólo los primeros han tenido una más amplia difusión y aplicación práctica. Los modelos matemáticos de rastreo de este tipo de ondas de crecida, son preferentemente de tipo hidráulico y se basan en la solución numérica de las ecuaciones de Saint-Venant, considerando escurrimientos unidimensionales, bidimensionales o escurrimientos unidimensionales en mallas de canales interconectados con elementos de almacenamiento. Mayores detalles sobre este tema se encuentran consignados en la revisión bibliográfica realizada por Ayala y Harambour (1987).

HIDROGRAMA DE RUPTURA

La determinación del hidrograma de ruptura de presas de tierra requiere definir en primer lugar el proceso de fisuración del muro, es decir, cuantificar el tamaño y características de la brecha en función del tiempo, distinguiendo entre piping y overtopping.

En el presente trabajo se describen y analizan algunos modelos recientes seleccionados de la literatura los cuales fueron posteriormente aplicados al estudio de varias presas chilenas. Estos modelos son, el modelo numérico con base física BREACH (Fread, 1985), el modelo incluido en el modelo numérico de generación y propagación de ondas de crecida por ruptura de presas DAMBRK (Fread, 1984) y los modelos empíricos de Mac Donald y Landgridge-Monopolis (1984) y de Wetmore y Fread (Fread, 1984).

MODELO BREACH

En este modelo el proceso de ruptura de una presa de tierra se simula de la siguiente manera. Al originarse la falla, se supone que se produce una canalización de pequeñas dimensiones por la cual fluye el agua gravitacionalmente (overtopping) o en presión (piping). Este flujo produce una erosión gradual por arrastre, desplome o colapso de la base de la canalización, fenómenos que son simulados respectivamente mediante una ley empírica de arrastre (ec. de Smart), un proceso de falla por inestabilidad de taludes y un proceso de deslizamiento en cuña de la base. Para el caso de overtopping, el caudal que escurre por la brecha se calcula inicialmente como en un canal de régimen supercrítico controlado por crisis aguas arriba (mientras la erosión compromete sólo el talud de aguas abajo) y luego como un vertedero, en tanto para el caso de piping, dicho caudal se evalúa al comienzo del proceso como en un ducto en presión con pérdidas de carga de entrada y frotamiento, y luego como en el caso de overtopping si la clave del orificio se derrumba. La simulación del proceso a lo largo del tiempo se realiza evaluando a intervalos prefijados los niveles sucesivos del agua en el embalse y haciendo un balance entre caudales afluentes y efluentes; entre estos últimos se considera el caudal a través de la brecha, el caudal a través del vertedero y el caudal del escurrimiento que vierte sobre el coronamiento de la presa.

Si bien este modelo tiene la ventaja de generar automáticamente el hidrograma de ruptura, conociendo ciertas características básicas de la presa y del embalse, tiene una gran limitación en las hipótesis y ecuaciones utilizadas para simular el proceso. Por ejemplo, el uso de una ecuación empírica de arrastre de sedimentos como la de Smart no tiene más justificación que haber sido desarrollada supuestamente para canales erosionables de gran pendiente; además, los mecanismos de crecimiento por desplome o deslizamiento son idealizaciones poco fundamentadas de un proceso altamente complejo.

MODELO DE GENERACION DE HIDROGRAMAS DE RUPTURA DEL MODELO DAMBRK.

Este modelo genera los hidrogramas de ruptura suponiendo que la brecha de la presa crece linealmente con el tiempo. Para ello se parte de la base que en el caso de overtopping, su sección es de forma trapecial y que se ensancha y profundiza linealmente con el tiempo desde el momento en que comienza el proceso. En el caso de piping se supone que se forma un orificio de sección hexagonal con su base horizontal. El ancho máximo de la base y el talud de los lados así como el tiempo de duración del proceso se especifican a priori. De esta forma, el modelo sólo hace crecer la base y altura de la sección proporcionalmente al tiempo transcurrido. Los caudales que escurren se calculan como vertedero, en el caso de overtopping y como ducto en presión o vertedero en el caso de piping. La variación de niveles asociada al proceso de vaciamiento del embalse se hace utilizando un rastreo volumétrico o hidráulico a través del embalse.

Para definir las características iniciales de la brecha se puede hacer uso de recomendaciones como las dadas por Houston (1984), Fread (1984) y Singh y Snorrason (1984). De acuerdo con estas recomendaciones el fondo de la brecha por lo general alcanza la base de la presa, su ancho final está comprendido entre 1 y 4 veces la altura de la presa, sus taludes varían entre verticales y 2:1 (H:V), y el tiempo de formación está comprendido entre algunos minutos y algunas horas, dependiendo de las características de la presa.

MODELO EMPIRICO DE MAC DONALD Y LANDGRIDGE-MONOPOLIS (MODELO MLM)

El modelo propuesto por estos autores se basa en una estadística de 42 presas

falladas, de las cuales 15 se debieron a overtopping, 24 a piping y las restantes a causas desconocidas. Las alturas de estas presas están comprendidas entre 4 y 93 m, con la mayoría en el rango inferior a 30 m. En cuanto al tipo de material del muro, 30 de ellas fueron clasificadas como de tierra en tanto las 12 restantes como "no de tierra" pues corresponden a presas de enrocado, presas con revestimientos protectores de hormigón, etc.

El modelo MLM aparece sintetizado en tres correlaciones gráficas que permiten calcular el tamaño final de la brecha, su tiempo de formación y el caudal peak del hidrograma de ruptura. Para determinar estas variables se debe calcular el factor de formación de la brecha FB dado por:

$$FB = \sqrt[4]{V_B \cdot h} \quad (m^4) \quad (1)$$

donde V_B es el volumen de agua (m^3) que fluye por la brecha y h la altura máxima (m) de la columna de agua sobre el fondo de la brecha (nivel máximo del embalse-cota final de la brecha). Las expresiones de cálculo del método son:

$$V_m = 0.029 \cdot FB^{0.759} \quad (m^3) \quad (2)$$

$$T = 0.0057 \cdot FB^{0.273} \quad (hr) \quad (3)$$

$$\bar{Q}_p = 1.084 \cdot FB^{0.414} \quad (m^3/s) \quad (4)$$

$$Q_{p \max} = 4.090 \cdot FB^{0.404} \quad (m^3/s) \quad (5)$$

donde V_m es el volumen de material removido durante la formación de la brecha, T es el tiempo de formación, \bar{Q}_p el caudal peak del hidrograma de ruptura obtenido de la curva de mejor ajuste a los datos empleados y $Q_{p \max}$ el caudal peak obtenido de la envolvente de los puntos.

El cálculo es generalmente iterativo ya que inicialmente debe especificarse una altura de brecha (igual a la altura de la presa) y luego verificarla con el volumen V_m dado por la ec. (2) suponiendo para estos efectos que la brecha es triangular con taludes de inclinación 1:2 (H:V) mientras no se alcance la base de la presa. Si esto último ocurre para el valor V_m obtenido, no se cambia h y se prosigue con el cálculo ya que se supone que en tal caso el

ancho basal crecerá, transformando la brecha en un trapecio con lados de inclinación igual a las del triángulo.

MODELO EMPIRICO DE WETMORE Y FREAD (Modelo WF)

Este modelo permite hacer estimaciones preliminares del caudal peak (Q_p en m^3/s) del hidrograma de ruptura por overtopping, suponiendo conocidos el ancho medio (b en m) y el tiempo de formación (T en hr) de la brecha, la altura de la presa (H en m) y el área superficial del embalse a la cota de coronamiento (S_a en Km^2) a través de las siguientes fórmulas:

$$Q_p = 0.288 \cdot b \cdot (C / (T + C / \sqrt{H}))^3 \quad (6)$$

$$C = 1762 \cdot S_a / b \quad (7)$$

PROPAGACION DE LA ONDA DE CRECIDA

En el presente trabajo se revisaron varios modelos matemáticos desarrollados para estudiar específicamente la propagación de ondas de crecida provocadas por la ruptura de una presa. Estas crecidas presentan características especiales que las distinguen significativamente de una crecida natural provocada por lluvias o deshielos; en particular, es preciso hacer mención de los términos de aceleración que no pueden ser despreciados por la apreciable celeridad de la orden.

Atendiendo a las ecuaciones básicas empleadas, los modelos desarrollados pueden clasificarse en: (1) modelos que emplean las ecuaciones completas para aguas poco profundas; (2) modelos que utilizan versiones simplificadas de las ecuaciones del movimiento. Atendiendo a la representación espacial del fenómeno, los modelos pueden clasificarse en unidimensionales, bidimensionales y de malla.

Entre los modelos más conocidos o recientes pueden mencionarse, el modelo unidimensional HEC-1 (U.S. Corps of Engineers, 1978), el modelo unidimensional DAMBRK (Fread, 1984) y el modelo de malla desarrollado por Ballofet (1982) por analizar la falla de la presa Teton en EE.UU. En general estos modelos

presentan limitaciones derivadas principalmente de la incertidumbre asociada al hidrograma de ruptura, de imperfecciones en la descripción de las propiedades y geometría del valle, y de errores en los volúmenes que abandonan el cauce. Además, ninguno de ellos toma en cuenta los grandes cambios morfológicos y de rugosidad que experimenta el cauce debido a la crecida. Revisión relativa al estado del arte en la modelación de este tipo se encuentran consignados en Ayala y Harambour (1987).

A continuación se describe y analiza someramente el modelo DAMBRK aplicado en este trabajo. Para el rastreo, este modelo contempla dos alternativas. La primera se basa en el uso de las ecuaciones de Saint-Venant considerando el escurrimiento unidimensional clásico con términos de inercia y de gradientes de presión y de energía, y de transferencia de momentum asociada al flujo que puede abandonar el cauce activo hacia zonas de almacenamiento transitorio. El segundo método se basa en ecuaciones del movimiento que intentan representar, mediante factores de conducción hidráulica, el escurrimiento que se verifica en un cauce compuesto por tres zonas de características diferentes. El conjunto de ecuaciones que se utilizan en el primer y segundo método pueden representarse en general por el siguiente sistema:

$$\sum_{i=1}^3 \frac{\partial K_i Q}{\partial x_i} + \frac{\partial \Omega}{\partial t} - q = 0 \quad (8)$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \sum_{i=1}^3 \frac{\partial}{\partial x_i} \left(\frac{K_i Q}{\Omega_i} \right) + \sum_{i=1}^3 g \Omega_i \left(\frac{\partial Z}{\partial x_i} + J_{f_i} \right) + J_S + L = 0 \quad (9)$$

donde K es el factor de conducción hidráulica, Ω el área de escurrimiento, q el aporte lateral de caudal por unidad de largo, Q el caudal total, Z el nivel de la superficie libre, J_f la pendiente friccional, J_S la pendiente por pérdidas singulares y L la transferencia de momentum debido al flujo que abandona la corriente principal. El subíndice i ($i=1,2,3$) se refiere a las tres zonas del cauce (central, de inundación izquierdo y derecho) del segundo método. En el caso del primer método, este subíndice desaparece lo mismo que la sumatoria, reemplazándose al mismo tiempo K por 1.0. El área Ω incluye

toda la sección de escurrimiento y la sección inactiva o de almacenamiento transitorio, salvo en la ec. (7) que excluye este término.

Las pérdidas de carga representadas por J_f y J_S , se evalúan respectivamente con la ecuación de Manning y en función de la diferencia de alturas de velocidad entre dos secciones sucesivas con un factor de pérdida expansión-contracción. El término L se calcula del producto del caudal q por la velocidad media Q/Ω . En cuanto a las condiciones iniciales, el modelo supone que en $t=0$ existe escurrimiento permanente en tanto para las condiciones de borde se especifica en el extremo de aguas arriba el hidrograma de ruptura $Q(t)$ y una de las siguientes condiciones aguas abajo, si el régimen es subcrítico: escurrimiento uniforme, curva de descarga, crisis o niveles en función del tiempo; en el caso de régimen supercrítico sólo se puede especificar escurrimiento uniforme.

En lo referente al procedimiento numérico utilizado, el modelo emplea el esquema de diferencias finitas implícito de Preissmann y el método de Newton-Raphson generalizado, combinado con eliminación de Gauss. El intervalo de tiempo de simulación Δt es especificado por el usuario o fijado automáticamente por el modelo; sin embargo, si éste es inadecuado, lo cual provoca problemas de convergencia, el modelo procede a reducirlo automáticamente. El número máximo de intervalos Δt que acepta el modelo es 698. El intervalo de distancia Δx es especificado por el usuario de acuerdo a la información topográfica suministrada, no debiendo exceder 200 intervalos.

El modelo permite manejar diferentes situaciones para lo cual presenta las siguientes opciones: mermas de agua (infiltración, rebases), compartimientos artificiales de almacenamiento lateral, existencia de puentes o presas, aportes laterales en camino y ondas generadas por deslizamiento de tierra en el embalse. Los resultados que entrega el modelo son el hidrograma, los niveles de agua asociados y otras características hidráulicas de interés para las distintas secciones del valle.

APLICACIONES

Las aplicaciones realizadas tuvieron por objeto estudiar la potencialidad y

limitaciones de los modelos para el caso de algunas presas y ríos típicos de nuestro país. Los casos de estudio fueron seleccionados atendiendo básicamente a los siguientes aspectos: disponibilidad de información, tamaño de la presa y longitud del valle de aguas abajo, y variedad y complejidad de situaciones posibles de manejar con los modelos. En consideración a esto se seleccionó la atagüa Convento Viejo ubicada sobre el estero Chimbarongo en la VI Región, la presa Colbún localizada sobre el río Maule en la VII Región y las presas Cogotí y Paloma pertenecientes al sistema hidrográfico del río Grande en la IV Región. En la Tabla 1 se presenta un resumen con las principales características de las presas estudiadas, en tanto la Fig. 1 muestra una comparación esquemática de las mismas. Debido a limitaciones de espacio, en el presente trabajo sólo se presentan y discuten los resultados de las primeras dos presas.

TABLA 1

Principales características de las presas estudiadas.

| | CONVENTO | COLBUN | COGOTI | PALOMA |
|------------------------|----------|--------|--------|--------|
| ALTURA PRESA (m) | 16.0 | 116.0 | 81.7 | 75.0 |
| TALUD A. ARRIBA (H/V) | 2.6/1 | 2.4/1 | 1.6/1 | 2.6/1 |
| TALUD A. ABAJO (H/V) | 2.1/1 | 2.0/1 | 1.5/1 | 1.5/1 |
| ANCHO CORONA M. (m) | 5.0 | 15.0 | 5.0 | 10.0 |
| LONGITUD CORONA M. (m) | 560.0 | 552.0 | 160.0 | 1000.0 |
| COTA BASE (msnm) | 241.5 | 330.0 | -- | 340.0 |

Atagüa Convento Viejo

En la Fig. 2 se muestra un plano esquemático de la obra y del tramo del estero Chimbarongo (7 km) donde se analizó la propagación de la onda de crecida. El estudio se realizó analizando la falla por overtopping para una crecida de período de retorno 100 años generada por un temporal de 48 hr de duración cuyo caudal peak es $1310 \text{ m}^3/\text{s}$. El valle se describió mediante 15 perfiles transversales.

En esta aplicación el tamaño de la brecha fue calculado con el modelo BREACH y comparado con el que resulta de aplicar el modelo MLM. El caudal peak del hidrograma de ruptura fue evaluado con los dos modelos anteriores y con los modelos DAMBRK y WF. La propagación de la onda fue estudiada con el modelo DAMBRK.

Los resultados obtenidos referentes al tamaño y tiempo de formación de la brecha, y caudal peak del hidrograma de ruptura, aparecen resumidos en la Tabla 2.

TABLA 2

Característica de la brecha y caudal PEAK

| | MODELO | | | |
|---------------------------------------|--------|-------------|---------|-------|
| | BREACH | MLM | DAMBRK* | WF* |
| Ancho Basal Brecha (m) | 0.15 | 40 | -- | -- |
| Tiempo Formación Brecha (hr) | 0.009 | 0.8 | -- | -- |
| Caudal Peak (m^3/s) | 1861 | 2100-7400** | 5.400 | 4.970 |

(*) Se usó brecha del modelo MLM.

(**) Valores dados por las ecs. (4) y (5), respectivamente.

Los resultados de la Tabla 2 revelan que en esta aplicación existe una concordancia aceptable en los caudales peak entregados por los modelos WF y DAMBRK, y con MLM si se considera para este último el promedio del rango. El modelo BREACH genera por otro lado una brecha y tiempos de formación muy distintos a los del modelo MLM, si bien el caudal peak no difiere significativamente del límite inferior del rango dado por dicho modelo.

En cuanto a los resultados obtenidos referentes a la propagación de la crecida, se encontró que en general la amortiguación de la crecida en el tramo de 7 km de longitud es poco significativa. En la Fig. 3 aparece graficado el caudal peak en función de la distancia recorrida con indicación de los tiempos transcurridos (hr) desde el comienzo de la falla. Lo más relevante de la aplicación realizada es lo concerniente a los intervalos de

espacio y tiempo utilizados, ya que valores de $\Delta X = 200$ m, con Δt seleccionados automáticamente por el modelo, condujeron a problemas de convergencia. Con $\Delta X=100$ m dichos problemas se resolvieron pero surgió el problema de ocurrencia de tiempos iguales para niveles y caudales máximos en secciones sucesivas, los que se resolvieron sólo cuando se utilizó un Δt extremadamente pequeño (0,004 hr).

Presa Colbún

El estudio de la presa Colbún abarcó el tramo del río Maule comprendido entre la sección de emplazamiento del muro y su desembocadura en Constitución (aproximadamente 115 km). En la Fig. 4 se incluye un plano esquemático de ubicación del sistema estudiado. Esta aplicación tiene especial interés por la gran altura de la presa y por las características del valle de aguas abajo. En relación a esto último lo más interesante de destacar es que en los primeros 32 km existen secciones de menor capacidad que al paso de la onda de crecida experimentan desbordes y por lo tanto ocasionan mermas de agua para el rastreo. El tramo en estudio fue descrito mediante 15 perfiles obtenidos de cartas 1:50.000 del IGM.

En el estudio del hidrograma de ruptura se consideró tanto la falla por piping como por overtopping. Para el primer caso se supuso el nivel del embalse en la cota 420 msnm (umbral del vertedero), un caudal afluente de $480 \text{ m}^3/\text{s}$ y la central generando con un caudal de $280 \text{ m}^3/\text{s}$; para el segundo caso se supuso como cota del embalse la 436 msnm (nivel máximo), la central generando igual que el caso anterior y la crecida milenaria ingresando al embalse ($8200 \text{ m}^3/\text{s}$).

Los resultados obtenidos pueden resumirse como sigue. El modelo MLM entrega una brecha de $b=170$ m y $T=5.0$ hrs para piping, y $b=370$ m y $T=6.5$ hrs para overtopping. Los caudales peak que se obtienen son $33.400\text{-}118.000 \text{ m}^3/\text{s}$ (ecs. 4 y 5), para piping y $49.900\text{-}174.00 \text{ m}^3/\text{s}$, para overtopping. Por su parte, el modelo DAMBRK para las brechas anteriores entrega caudales de $90.350 \text{ m}^3/\text{s}$ para piping y 174.500 para overtopping. Se aprecia que estos últimos resultados son más semejantes a los entregados por la ec. (5) del modelo MLM.

En cuanto a la propagación de la crecida, se realizaron varios estudios orientados a evaluar las mermas de agua del primer sector analizado. Estos se basaron en las opciones que tiene el modelo DAMBRK para evaluar específicamente mermas. Los resultados obtenidos demuestran que los dos últimos tipo de evaluaciones pueden ser consideradas más confiables. Para un caudal peak de ruptura de $91.000 \text{ m}^3/\text{s}$, resultan caudales peak pasantes aguas abajo del primer sector de $22.700 \text{ m}^3/\text{s}$ y $35.200 \text{ m}^3/\text{s}$, y tiempos asociados de 110 min y 95 min, respectivamente.

En el rastreo del segundo sector del tramo estudiado, se analizaron diferentes situaciones en cuanto a caudal peak, rugosidad del cauce y selección de los intervalos Δt y ΔX . Se encontró que la amortiguación del peak es bastante sensible a la rugosidad y que la intercalación de perfiles topográficos no necesariamente permite reducir el ΔX aunque si puede tener influencia en los caudales y tiempos de propagación. Para la crecida de $35.200 \text{ m}^3/\text{s}$, resulta un caudal en la desembocadura de $12800 \text{ m}^3/\text{s}$ y un tiempo de tránsito de 10 hrs. aproximadamente, si en vez de usar 9 perfiles se utilizan 16 o más. En la Tabla 3 se presenta un resumen de los principales resultados obtenidos para la simulación efectuada con 9 perfiles en el segundo sector del tramo estudiado.

TABLA 3

Resultados del rastreo en el río Maule.

| DISTANCIA A PRESA COLBUN (km) | CAUDAL PEAK (m ³ /s) | TIEMPO TRANSITO (hr) | CAUDAL PEAK (m ³ /s) | TIEMPO TRANSITO (hr) |
|-------------------------------|---------------------------------|---------------------------|---------------------------------|-----------------------------|
| 0 | 91.000 | -- | 91.000 | -- |
| 32.15 | 22.700 | 1.83 | 35.200 | 1.59 |
| 44.15 | 21.700 | 2.63 | 34.600 | 2.27 |
| 54.15 | 20.700 | 3.63 | 34.300 | 2.94 |
| 59.85 | 19.000 | 4.93 | 31.900 | 5.42 |
| 69.70 | 12.300 | 6.13 | 25.200 | 5.41 |
| 82.50 | 7.800 | 9.43 | 20.600 | 7.40 |
| 110.15 | 5.800 | 15.43 | 16.800 | 8.88 |
| 114.60 | 5.800 | 15.93 | 16.800 | 9.20 |
| $n = 0.060$ | $\Delta X=413 \text{ m}$ | $\Delta t=0.1 \text{ hr}$ | $\Delta X=413 \text{ m}$ | $\Delta t=0.045 \text{ hr}$ |

CONCLUSIONES

Las principales conclusiones que pueden extraerse del presente trabajo son:

- Para el estudio de crecidas originadas por la ruptura de una presa, los modelos existentes hacen una clara distinción entre la generación de la onda al pie de la presa y el rastreo de la onda valle abajo.
- Existen modelos que permiten simular automáticamente el proceso de ruptura y generación de la onda como el modelo BREACH, otros que entregan información acerca del tamaño y tiempo de formación de la brecha, y del caudal peak del hidrograma de ruptura (modelo MLM), y un tercer tipo que, usando como datos de entrada el tamaño y tiempo de formación de la brecha, simulan el hidrograma de ruptura (DAMBRK) o permiten estimar el caudal peak de éste (WF).
- El modelo DAMBRK para rastrear la crecida a lo largo del valle constituye una herramienta técnica poderosa que tiene incorporada varias opciones, pero en su utilización es preciso hacer numerosas y variadas consideraciones que la hacen compleja de usar en la práctica.
- Las aplicaciones realizadas muestran que en la generación del hidrograma de ruptura, los modelos que entregan resultados más concordantes son los MLM, DAMBRK y WF. El modelo BREACH, en general no parece ofrecer una alternativa real a los otros modelos.
- Los rastreos efectuados con el modelo DAMBRK revelan que es aconsejable usar este tipo de modelos sólo en valles relativamente largos donde existe un efectivo amortiguamiento de la onda y cuando se dan condiciones especialmente complejas donde se requiere buscar las respuestas sobre la base de análisis de sensibilidad.

RECONOCIMIENTOS

Los autores desean expresar sus reconocimientos al Departamento de Ingeniería Civil de la Universidad de Chile que financió el proyecto, a la Dirección General de Aguas (M.O.P.) que proporcionó el programa DAMBRK y a la Dirección de Riego que facilitó mucha de la información utilizada en el estudio. Asimismo, los autores desean agradecer al Ing. Civil Pablo Isensee la colaboración prestada en las distintas etapas de la investigación.

BIBLIOGRAFIA

- AYALA R., L y HARAMBOUR P., F (1987). "Generación y Propagación de Crecidas causadas por Ruptura de Presas de Embalse. Aplicación del Modelo Numérico DAMBRK". Centro de Recursos Hidráulicos, Departamento de Ingeniería Civil, Universidad de Chile, Pub. CRH 87-41-I.
- FREAD, D.L. (1984) "DAMBRK : The NWS Dam-Break Flood Forecasting Model". Office of Hydrology, National Weather Service (NWS), Silver Spring, M.d.
- FREAD, D.L. (1985) "BREACH: An Erosion Model for Earthen Dam Failures" Office of Hydrology, National Weather Service (NWS), Silver Spring M.d.
- HOUSTON, M. (1984) "Discussion of Breaching Characteristics of Dam Failures. Journal of Hydraulic Engineering, ASCE, Vol. 110, N° 10, Oct.
- MAC DONALD, T.C and LANDGRIDGE MONOPOLIS, (1984) "Breaching Characteristics of Dam Failure". Journal of Hydraulic Engineering, ASCE, Vol. 110, N° 5, May.
- SINGH, K.P and SNORRASON (1984) "Sensitivity of Outflow Peaks and Flood Stages to the Selection of Dam Breach Parameters and Simulation Models". Journal of Hydrology Vol. 68, No 1/4, Feb.
- SMART, G. M (1984) "Sediment Transport Formula for Steep Channels". Journal of Hydraulic Engineering, ASCE, Vol. 107, N° 3, Mar.

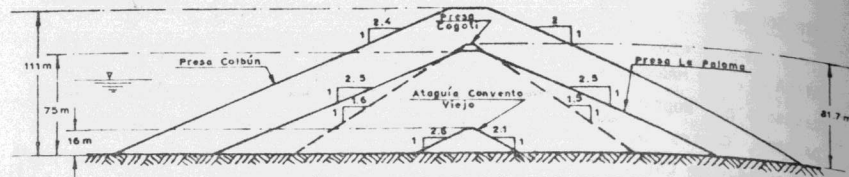


FIG.1 ESQUEMÁ COMPARATIVO DE LAS PRESAS ESTUDIADAS

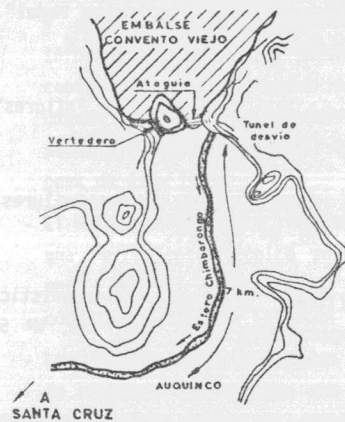


FIG.2 PLANO ESQUEMATICO DE UBICACION RUPTURA ATAGUIA CONVENTO VIEJO

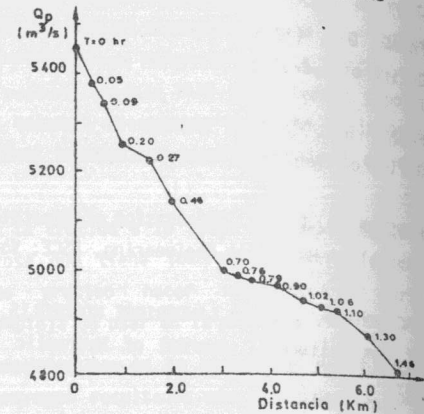


FIG.3 CAUDAL PEAK Y TIEMPOS DE TRASLADO A LO LARGO DEL ESTERO CHIMBARONGO

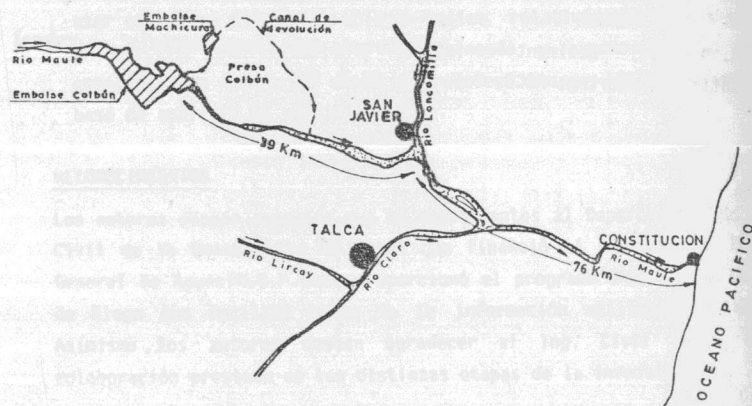


FIG.4 PLANO ESQUEMATICO DE UBICACION RUPTURA PRESA COLBUN

SOCIEDAD CHILENA DE INGENIERIA HIDRAULICA
VIII CONGRESO NACIONAL

MODELO HIDRAULICO DE LA BOCATOMA PROFUNDA
DE LA CENTRAL CANUTILLAR

EDUARDO VARAS CASTELLON (1)

ALBERTO SEPULVEDA VERA (2)

RESUMEN

Este trabajo resume las principales conclusiones del estudio en modelo hidráulico de la bocatoma profunda del túnel de aducción de la Central Canutillar. El objetivo de la experimentación fue comprobar el comportamiento hidráulico de las obras de bocatoma entre el lago y el pique de rejas con el objeto de lograr un diseño óptimo de la taza receptora de material producido en el disparo bajo aguas, medir sobre-presiones, velocidades y pérdidas de carga en las distintas obras involucradas en cada alternativa. Los resultados experimentales lograron definir dos diseños que atrapaban más del 90% del material, manteniéndolo retenido en la taza en las condiciones de flujo permanente. Se determinaron también otras características hidráulicas de las obras y se mejoró el comportamiento del anteproyecto inicial.

(1) Ingeniero Civil, Ph.D., Profesor Titular de la Escuela de Ingeniería de la Pontificia Universidad Católica de Chile.

(2) Ingeniero Civil, División Estudios Hidráulicos, ENDESA, Profesor de Memorias de Título de la Universidad de Chile.