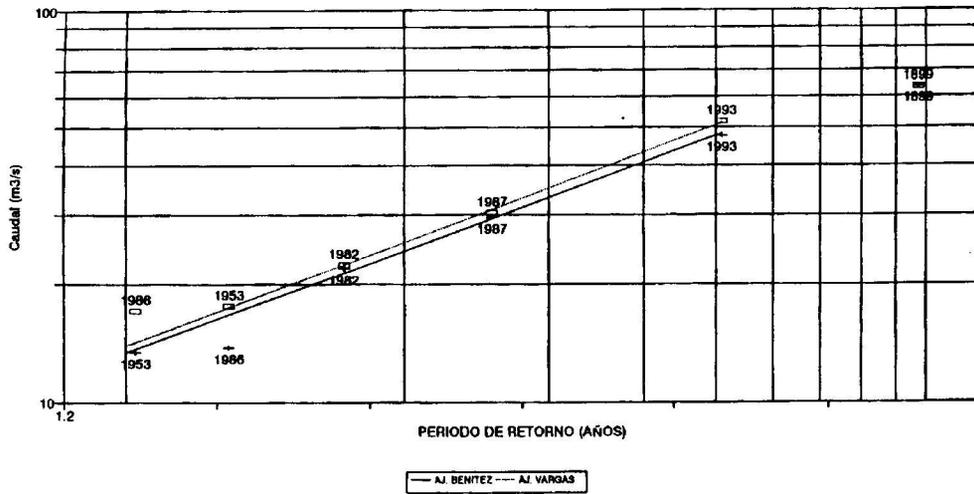
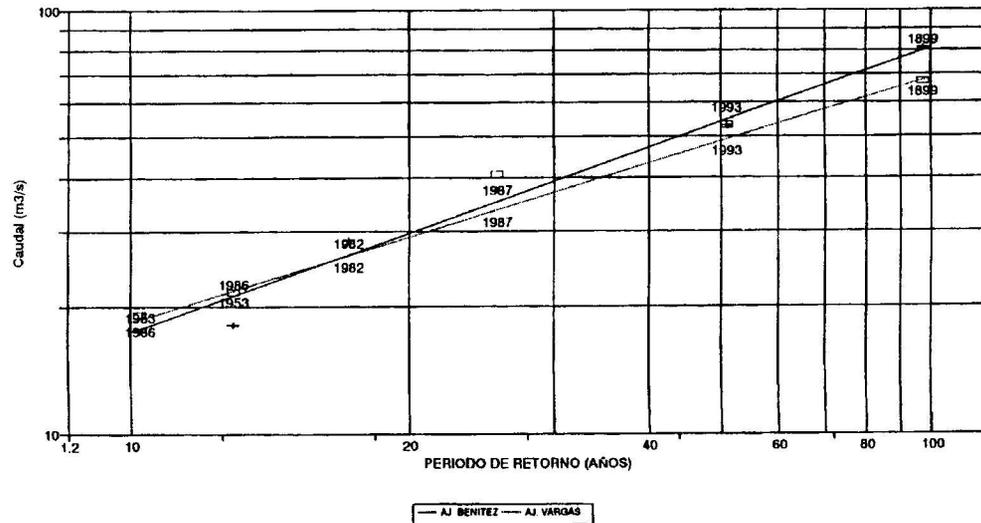


FIGURA 3: CURVAS DE FRECUENCIA DE LOS CAUDALES MÁXIMOS

QUEBRADA DE MACUL



QUEBRADA SAN RAMON



PARTE 3

SOCIEDAD CHILENA DE INGENIERIA HIDRAULICA
XII CONGRESO CHILENO



Sociedad Chilena
de Ingeniería Hidráulica



Instituto Nacional
de Hidráulica - Chile

1

RASTREO DE CRECIDAS EN EL BAJO BIO BIO
APLICACION A PROBLEMAS DE INUNDACION

VICTOR AROS A. (1) JOSE VARGAS B. (2)
MARIO CONDEMARIN D. (3)

RESUMEN

En este trabajo se determina, mediante una aplicación de la teoría del rastreo de crecidas, las potenciales zonas inundables de carácter urbano en las ciudades de Hualqui, Concepción y Talcahuano frente a diferentes crecidas que puedan ocurrir en el Bajo Bío Bío.

Para estos propósitos se realiza primero un análisis hidrológico consistente en la determinación de los hidrogramas de crecidas típicos. Estos hidrogramas de crecidas quedan determinados conociendo la magnitud de la crecida, su distribución en el tiempo y su frecuencia.

Posteriormente, con la información de los hidrogramas de crecidas típicos y con las características geométricas e hidráulicas del río, es posible realizar un análisis hidráulico, el cual consiste en un

- 1 Ingeniero Civil. Profesor Titular Universidad de Concepción
- 2 Ingeniero Civil. Profesor Asistente Universidad de Concepción
- 3 Ingeniero Civil. Universidad de Concepción

rastreo de crecidas en el cauce del río y determinar así las áreas inundables de carácter urbano. Para los propósitos se utilizó un levantamiento hidrográfico especial mediante G.P.S diseñado y controlado por los autores y financiado por el Centro EULA.

Finalmente, se presentan las conclusiones obtenidas del análisis de los resultados y algunas recomendaciones para la aplicación futura del rastreo de crecidas en el río Bío Bío, a fin de obtener resultados más reales.

1. INTRODUCCION

El río Bío Bío, es un cauce natural que no está canalizado, ni protegidas sus riberas a lo largo de su cauce, y lo que se denomina Bajo Bío Bío no cuenta en general con protecciones de ribera que eviten desbordes y/o socavaciones en caso de una crecida.

El estudio aquí desarrollado plantea una metodología válida para el rastreo de crecidas. Este estudio se centró en un tramo del río Bío Bío, cauce que atraviesa la ciudad de Concepción, que ocasiona en algunas oportunidades serios problemas debido al aumento del caudal en períodos de gran pluviosidad.

Los períodos de gran pluviosidad, dan origen a una saturación del medio y la consecuente acumulación del agua, transformando en escorrentía directa, esto quiere decir que pasado cierto límite las pérdidas en la cuenca son mínimas y prácticamente toda la precipitación caída se transforma en escorrentía superficial, haciendo que crezca el nivel de caudales en el cauce. Estos aumentos notables del caudal del río reciben el nombre de crecidas y se propagan en calidad de onda por los cauces principales de drenaje superficial.

Por la existencia de complejos urbanos cercanos a las riberas del Bajo Bío Bío, reviste especial importancia conocer el comportamiento que experimenta cada sección del río en relación a los desbordes que se producen en sus riberas a medida que se propaga la onda de crecida. Su importancia resulta comprensible si se considera que el conocer el régimen de crecidas de un río, permite construir las obras hidráulicas adecuadas para evitar la pérdida de vidas humanas y daños cuantiosos a la propiedad.

2. ANALISIS HIDROLOGICO

El análisis hidrológico que se realiza en este estudio tiene como propósito la determinación de una metodología para la obtención de hidrogramas de crecidas típicos para el caso del río Bío Bío, de acuerdo con las características físicas de la hoya y las condiciones climatológicas de la región, y basados en éstos poder realizar el estudio de la propagación de diferentes crecidas.

Mediante análisis de frecuencia de datos históricos correspondiente a las serie de caudales máximos instantáneos anuales comprendido entre 1964 y 1993 se determinan valores asociados a períodos de retorno previamente especificados.

Utilizado de la expresión de Barnes se especifica la curva de recesión.

$$Q_t = Q_0 K^t \quad (1)$$

donde K : constante de recesión; Q_0 es el caudal inicial para el tiempo $t = 0$, que lo hacemos coincidir con el caudal máximo determinado por el análisis de frecuencia; y Q_t es el caudal «t» días después de producirse Q_0 .

La constante K se calcula por ajuste a través de mínimos cuadrados de la relación de Barnes a los vaciamentos realmente observados. Los valores resultan sensiblemente similares adoptando como promedio el valor $K = 0.7475$.

En lo tocante a la curva de concentración, se observa de las crecidas registradas que el tiempo de subida es aproximadamente 2 días, razón por la cual se considera este tiempo como tiempo de concentración de las crecidas. El trazado de esta curva se realizó a mano alzada.

Se considera para este trabajo un caudal base de $2000 \text{ m}^3/\text{s}$ que corresponde al promedio aritmético de las crecidas consideradas.

Los hidrogramas de crecidas típicos para los diferentes períodos de retorno obtenidos como resultado de esta metodología, se muestra en forma gráfica en las siguientes figuras.

3. ANALISIS HIDRAULICO

El análisis hidráulico se llevará a cabo en base a un rastreo de crecidas en el cauce del Bajo Bío Bío. Dicho rastreo consiste en un procedimiento mediante el cual se determina el hidrograma resultante a la salida, o aguas abajo, de un cauce, conocido el hidrograma de entrada aguas arriba.

En canales, el comportamiento de las aguas dentro de un canal aluvial se manifiesta de manera inestable, de modo que las ecuaciones que gobiernan las crecidas corresponden a las ecuaciones de Saint-Venant. Las ecuaciones de Saint-Venant consisten en una ecuación de Continuidad o Conservación de masa y en una ecuación de Momentum o Dinámica, y son:

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial A}{\partial t} = 0 \quad (2)$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{Q^2}{A} \right) + gA \left(\frac{\partial h}{\partial x} + S_f \right) = 0 \quad (3)$$

donde Q representa el caudal (m³/s), A el área de la sección transversal del flujo (m²), S_t la pendiente de la línea de energía, h la cota superficial de agua (m), x la posición en el eje longitudinal del cauce (m) y g la aceleración de gravedad (m/s²).

Estas ecuaciones diferenciales parciales no tienen solución analítica y, por lo tanto, deben ser resueltas utilizando métodos de cálculo numéricos.

Para la resolución de las ecuaciones (2) y (3) se eligió el modelo de onda dinámica implícito, el cual se basa en un esquema de diferencias finitas para representar la solución en una malla espacio-tiempo.

Los esquemas implícitos avanzan de un tiempo a otro calculando simultáneamente la solución en todos los puntos del tramo en estudio. Para ello se genera un sistema de ecuaciones aplicando las ecuaciones de flujo impermanente de Saint-Venant a todos los valores desconocidos en el mismo tiempo.

Las ecuaciones (2) y (3) representadas en diferencias finitas pueden ser escritas como:

$$\frac{Q_{i+1}^{j+1} - Q_i^{j+1}}{\Delta x} + \frac{1}{\Delta t} \left[\frac{A_{i+1}^{j+1} + A_i^{j+1}}{2} - \frac{A_{i+1}^j + A_i^j}{2} \right] = 0 \quad (4)$$

$$\frac{1}{\Delta t} \left[\frac{Q_{i+1}^{j+1} + Q_i^{j+1}}{2} - \frac{Q_{i+1}^j + Q_i^j}{2} \right] + \frac{1}{\Delta x} \left[\frac{(Q_{i+1}^{j+1})^2}{A_{i+1}^{j+1}} - \frac{(Q_i^{j+1})^2}{A_i^{j+1}} \right] + g \left[\frac{A_{i+1}^{j+1} + A_i^{j+1}}{2} \right] \left[\frac{h_{i+1}^{j+1} - h_i^{j+1}}{\Delta x} + \frac{Sf_{i+1}^{j+1} + Sf_i^{j+1}}{2} \right] = 0 \quad (5)$$

En las ecuaciones (4) y (5) existen dos variables independientes que son x y t y dos variables dependientes que son h y Q, dado que el área es función de h y la pendiente de la línea de energía es una función de h, Q y el coeficiente de fricción.

Las ecuaciones (4) y (5) se plantean en cada una de las N-1 celdas de la malla rectangular entre el límite de aguas arriba, i = 1, y el de aguas abajo, i = N. La combinación de todas las celdas provee 2(N-1) ecuaciones para evaluar 2N incógnitas (Q y h en cada uno de los N puntos). Las 2 ecuaciones restantes corresponden a las condiciones de borde aguas arriba y aguas abajo.

La condición de borde aguas arriba será el caudal en función del tiempo que corresponde al hidrograma de crecida en la sección de entrada. La expresión de la ecuación de borde aguas arriba

representada en diferencias finitas queda expresada por:

$$Q_1^{k+1} - Q'(t_i^{j+1}) = 0 \quad (6)$$

donde Q'(t^{j+1}), es el caudal del hidrograma de crecida para el tiempo J+1.

En cuanto a la condición de borde aguas abajo será especificada como el caudal en función de la cota superficial de agua, es decir la curva de descarga. Dada la no existencia de aforos en la sección de salida la ecuación de la curva de descarga no se conoce, es por ello que en este estudio se trabajará suponiendo altura crítica en la sección de salida (Desembocadura) con la finalidad de obtener la ecuación de borde aguas abajo que se necesita para efectuar el rastreo. La expresión de la ecuación de borde aguas abajo expresada en diferencias finitas queda:

$$Q_N^{j+1} - \sqrt{g \frac{(A_N^{j+1})^3}{B_N^{j+1}}} = 0 \quad (7)$$

Los valores de las variables en el tiempo j son conocidos y pueden ser tratados como constantes, es decir el sistema no lineal de ecuaciones de diferencias finitas puede expresarse en términos de los valores desconocidos h y Q en el tiempo j+1 como sigue:

F ₀ (h ₁ , Q ₁) = 0	Condiciones de Borde Aguas Arriba
F ₁ (h ₁ , Q ₁ , h ₂ , Q ₂) = 0	Ec. de Continuidad en i = 1
G ₁ (h ₁ , Q ₁ , h ₂ , Q ₂) = 0	Ec. de Momentum en i = 1
F ₂ (h ₂ , Q ₂ , h ₃ , Q ₃) = 0	Ec. de Continuidad en i = 2
G ₂ (h ₂ , Q ₂ , h ₃ , Q ₃) = 0	Ec. de Continuidad en i = 2
F _i (h _i , Q _i , h _{i+1} , Q _{i+1}) = 0	Ec. de Continuidad en i = i
G _i (h _i , Q _i , h _{i+1} , Q _{i+1}) = 0	Ec. de Momentum en i = i
F _{N-1} (h _{N-1} , Q _{N-1} , h _N , Q _N) = 0	Ec. de Continuidad en i = N-1
G _{N-1} (h _{N-1} , Q _{N-1} , h _N , Q _N) = 0	Ec. de Momentum en i = N-1
F _N (h _N , Q _N) = 0	Condiciones de Borde Aguas Abajo

La resolución de este sistema no lineal de ecuaciones de diferencia finitas se abordó por el método iterativo de Newton Generalizado.

4 RESULTADOS

El modelo de simulación computacional de onda dinámica implícito se ha ejecutado para las crecidas con período de retorno de 20, 50 y 100 años, y para la crecida observada y registrada en el año 1991.

Los resultados obtenidos por el modelo en relación a los niveles alcanzados por las aguas en las zonas de inundación para las diferentes crecidas, se presentan en los siguientes cuadros.

Es preciso destacar que las cotas de desborde que aparecen en los cuadros han sido obtenidos considerando el nivel más bajo del terreno que pudiera ser amenazado por un desborde del río, de esta manera la cota superficial de agua inundación nos garantiza que, al menos una vivienda presenta el problema de anegamiento.

De los cuadros anteriormente expuestos, se puede observar que el sector perteneciente a Hualqui que comprende las secciones 1, 2 y 3, es uno de los más afectados por las inundaciones, alcanzando para la crecida con período de retorno 100 años a un nivel de inundación de 3.2 metros (ver Cuadro 3), con lo cual se ven anegadas las poblaciones República de Hualqui, Nueva Hualqui y Nueva Hualqui Sur.

Frente al sector La Leonera (sección 6), zonas dedicadas al pastoreo en la ribera Sur, también presentan problemas de inundación.

La sección 11, ubicada frente al sector Pedro de Valdivia, sólo presenta problemas de inundación para la crecida con período de retorno 100 años.

Frente a la ciudad de Concepción, también presentan problemas de inundación las secciones 12, 13 y 14, viéndose afectados los sectores bajos de Pedro de Valdivia y la población Pedro del Río Zañartu dado que las aguas sobrepasan los niveles de la rasante existente en todo el sector costero.

Finalmente las secciones 15, 16 y 17, ubicadas frente a la ciudad de Talcahuano, presentan problemas de inundación para todas las crecidas analizadas. Esto no afecta a toda la población en general, sino más bien a viviendas ubicadas en las cercanías del río, como es el caso de la población Juan Pablo II y el sector Peñuelas.

5. CONCLUSIONES

El rastreo hidráulico de crecidas se realizó a través del modelo de onda dinámica implícito para diversas crecidas, incluyendo una crecida registrada el día 29 de Mayo de 1991 para la cual se cuenta con resultados de desbordes reales, demostrando el modelo que es capaz de entregar resultados concordantes con los datos registrados y, por consiguiente, se constituye en una herramienta eficaz para evaluar cuantitativamente la evolución espacial y temporal de las variables hidráulicas caudal y

altura de aguas en un cauce natural.

De esta forma la información que se puede obtener al realizar el rastreo (caudal y altura superficial de agua) puede ser utilizada para el diseño y dimensionamiento de obras de protección para defender sectores anegados por las crecidas y recuperar, al mismo tiempo, terrenos a expensas del río Bío Bío logrando con ello la posibilidad de prolongar la Avenida Costanera hasta Chiguayante y la Desembocadura, como también habilitar nuevos terrenos para áreas habitacionales y, porque no, mejorar el trazado de la línea férrea en el tramo comprendido entre Concepción y Chiguayante.

BIBLIOGRAFIA

- 1.) Condemarín, M. «Rastreo de Crecidas en el Bajo Bío Bío. Aplicación a problemas de inundación». Informe para optar al Título de Ingeniero Civil. Universidad de Concepción, 1995.
- 2.) Pérez, F. y Silva, J. «Estudio de Crecidas del Río Bío Bío Bajo. Aplicación a Problemas Inundación, en la zona de Hualqui a Concepción». Informe para optar al Título de Ingeniero Civil. Universidad de Concepción, 1985.
- 3.) Vargas, X. y Fernández, B. «Propagación de Crecidas en Cauces Naturales». Terceras Jornadas de Hidráulica. Universidad de Concepción, 1994.

CUADRO 1 : Niveles de inundación para la crecida T = 20 años.

$$Q_{\text{peak}} = 12640 \text{ m}^3/\text{s}.$$

Sección N°	Cota de desborde		Cota de agua (m)	Niveles de inundación	
	Norte (m)	Sur (m)		Norte (m)	Sur (m)
1	22.41	26.58	23.42	1.01	—
2	20.69	24.20	22.69	2.00	—
3	20.54	27.13	21.96	1.42	—
6	25.59	16.59	17.67	—	1.08
12	10.27	12.10	10.33	0.16	—
13	7.04	14.14	10.16	3.12(1.36)	—
14	9.44	11.78	10.09	0.65	—
15	5.65	10.47	10.03	4.38(2.03)	—
16	5.41	8.56	9.94	4.53(1.94)	1.38
17	5.96	7.78	9.91	3.85(1.85)	2.03

(): valores considerando nivel 8.0 metros de la rasante de la defensa existente.

CUADRO 2 : Niveles de inundación para la crecida de T = 50 años.

$(Q_{peak} = 14840 \text{ m}^3/\text{s})$

Sección Nº	Cota de desborde		Cota de agua (m)	Niveles de inundación	
	Norte (m)	Sur (m)		Norte (m)	Sur (m)
1	22.41	26.58	24.03	1.62	—
2	20.69	24.20	23.30	2.61	—
3	20.54	27.13	22.61	2.07	—
6	25.59	16.59	18.18	—	1.59
12	10.17	12.10	10.80	0.63	—
13	7.04	14.14	10.65	3.61(1.85)	—
14	9.44	11.78	10.59	1.15	—
15	5.65	10.47	10.53	4.88(2.53)	0.06
16	5.41	8.56	10.45	5.04(2.45)	1.89
17	5.96	7.78	10.35	4.39(2.35)	2.57
18	8.16	2.85	2.91	—	0.06

(): Valores considerando nivel 8.0 metros de la rasante de la defensa existente.

CUADRO 3 : Niveles de inundación para la crecida T = 100 años.

$Q_{peak} = 16480 \text{ m}^3/\text{s})$.

Sección Nº	Cota de desborde		Cota de agua (m)	Niveles de inundación	
	Norte (m)	Sur (m)		Norte (m)	Sur (m)
1	22.41	26.58	24.60	2.19	—
2	20.69	24.20	23.89	3.20	—
3	20.54	27.13	23.22	2.68	—
6	25.59	16.59	17.43	—	0.84
11	11.27	17.42	12.51	1.24	—
12	10.17	12.10	12.23	2.06	0.13
13	7.04	14.14	11.91	4.87(3.11)	—
14	9.44	11.78	11.31	1.87	—
15	5.65	10.47	11.02	5.37(3.02)	0.55
16	5.41	8.56	10.95	5.54(2.95)	2.39
17	5.96	7.78	10.88	4.92(2.88)	3.10
18	8.16	2.85	3.13	—	0.28

(): Valores considerando nivel 8.0 metros de la rasante de la defensa existente.

CUADRO 4 : Niveles de inundación para la crecida del 29/05/91
 $(Q_{peak} = 10935 \text{ m}^3/\text{s})$

Sección Nº	Cota de desborde		Cota de agua (m)	Niveles de inundación	
	Norte (m)	Sur (m)		Norte (m)	Sur (m)
1	22.41	26.58	22.95	0.54	—
2	20.69	24.20	22.22	1.53	—
3	20.54	27.13	21.47	0.93	—
6	25.59	16.59	17.35	—	0.76
13	7.04	14.14	9.92	2.88(1.12)	—
14	9.44	11.78	9.82	0.38	—
15	5.65	10.47	9.76	4.35(1.76)	—
16	5.41	8.56	9.66	4.25(1.66)	1.10
17	5.96	7.78	9.51	3.55(1.51)	1.73

(): Valores considerando nivel 8.0 metros de la rasante de la defensa existente.

