

GOLPE DE ARIETE EN UNA RED DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA¹

WATER HAMMER IN A WATER DISTRIBUTION NETWORK

John Twyman Q.

Resumen

Se presenta la aplicación Método de las Características (MC) para modelar el golpe de ariete en una red de distribución de agua (RDA) con la intención de contribuir a la literatura técnica que aborda este tema en idioma español. Se muestran las ecuaciones clásicas que describen el fenómeno y la forma cómo calcular las variables de estado Q (caudal) y H (cota piezométrica) en los nodos interiores y de borde de cada tramo. Se muestra la fórmula para calcular la velocidad de la onda de cada tubería tomando en cuenta su diámetro, espesor, material constituyente y condición de apoyo. Se propone una técnica general para discretizar la red en orden a conseguir un valor del paso del tiempo (Δt) común para todo el sistema, y asignar una cantidad de sub-tramos (longitud Δx) a cada tubería del sistema con el objetivo de establecer la forma que tendrá la cuadrícula rectangular espacio (x) – tiempo (t) requerida para simular el fenómeno mediante el MC, revisándose algunos aspectos relacionados con el número de Courant (C_n) y la interpolación numérica.

Palabras clave: red de tuberías; golpe de ariete; Método de las Características.

Abstract

Method of the Characteristics (MOC) for modelling water hammer in water distribution systems (WDS) is presented. The classic equations that describe transient flow along with formulas for calculating Q (flow) and H (piezometric

head) for internal and boundary nodes of the WDS are shown. The formula to calculate the celerity of the shock wave in pipelines taking into account their diameter, thickness, constituent material and pipe support condition is described. A general technique for calculating the time step (Δt) common to the entire system and the length (Δx) for every pipe reach is proposed, in order to establish the space (x) - time (t) rectangular grid which is required to simulate transient flow using MOC. Some aspects related with Courant number (C_n) and numerical interpolation are discussed.

Key words: Pipe network; water hammer arrestor; Method of characteristics.

INTRODUCCIÓN

El golpe de ariete es un fenómeno hidráulico que se manifiesta a través de un incremento de la presión cada vez que la velocidad del escurrimiento es alterada debido a la manipulación o falla de artefactos, tales como válvulas y bombas; al aumento en la demanda de agua por incendio en grifos o hidrantes; al vaciado o llenado de tuberías; etc. En grandes redes, como las urbanas, es difícil conseguir un estado de flujo permanente, ya que la velocidad del fluido cambia en todo momento y lugar debido al cierre o apertura de válvulas o al apagado o encendido de bombas, haciendo del flujo transitorio un evento inevitable (Jung et al, 2007).

El análisis del flujo transitorio en las redes de distribución de agua (RDA) está lejos de ser un aspecto rutinario en los estudios conducentes a su diseño y operación (Salgado et al, 1992), aún cuando diversos autores han reportado la aparición de sobrepresiones y depresiones en RDAs debido al efecto del golpe de ariete, lo cual está afectando el desempeño de

los sistemas debido a fluctuaciones en la presión, disminución de caudales, falta de continuidad, problemas con la calidad del agua, etc. (Fleming et al, 2005). Por ejemplo, LeChevallier et al (2003) reconoce la existencia del golpe de ariete en las RDAs y su responsabilidad en la intrusión de contaminantes debido a las presiones negativas. Dependiendo de la importancia de una RDA, el daño generado por un golpe de ariete puede aumentar los costos: (i) económicos, por reparaciones o reemplazo de material; (ii) sociales, por la escasez de agua generada por cortes del servicio; (iii) sanitarios, por la intrusión de contaminantes al sistema o por la liberación de restos corroídos de la pared interna de las tuberías debido a las turbulencias. Todos estos factores obligan a estudiar en forma detallada el fenómeno del golpe de ariete en las redes de tuberías (Kroon et al, 1984).

ECUACIONES BÁSICAS DEL FLUJO TRANSITORIO

Al analizar un volumen de control es posible obtener un conjunto de

ecuaciones diferenciales parciales no-lineales de tipo hiperbólico válidas para describir el flujo transitorio unidimensional (1-D) en tuberías de sección transversal circular (Chaudhry y Hussaini, 1985):

$$\partial H / \partial t + a / c \cdot \partial Q / \partial x = 0 \quad [1]$$

$$\partial Q / \partial t + a \cdot c \cdot \partial H / \partial x + RQ|Q| = 0 \quad [2]$$

Donde [1] corresponde a la ecuación de continuidad y [2] a la ecuación de momentum (dinámica), con ∂ = derivada parcial, H = cota piezométrica, a = velocidad de traslación de la onda de presión, $c = (gA / a)$, g = constante de gravedad, A = sección transversal de la tubería, Q = caudal y $R = f / 2DA$, con f = factor de fricción (Darcy-Weisbach) y D = diámetro interior de la tubería. El subíndice x denota la dimensión espacial y el subíndice t la dimensión temporal. Las ecuaciones [1] y [2], en conjunto con las ecuaciones relacionadas con la condición de borde de dispositivos específicos, describen el fenómeno de propagación de ondas durante un evento de golpe de ariete.

Velocidad de la onda de presión.

Para el caso de la tubería que transporta agua sin aire, la ecuación más general para calcular la velocidad de la onda de presión es (Watters, 1984):

$$a^2 = (K/\rho) / [1 + (D/e) \cdot (K/E) \cdot \psi] \quad [3]$$

Con K = módulo de compresibilidad del agua; ρ = densidad del agua; e = espesor de la pared de la tubería; E = módulo de elasticidad de la tubería; ψ = factor relacionado con la condición de apoyo de la tubería, con: ψ_1

= $1 - u/2$: tubería apoyada sólo en su extremo aguas arriba, $\psi_2 = 1 - u^2$: tubería apoyada en ambos extremos, o $\psi_3 = 1$: tubería apoyada en ambos extremos más juntas de expansión, con u = módulo de Poisson de la tubería.

Suposiciones. La tubería tiene pared delgada ($D / e > 25$), con deformación elástica-lineal proporcional al esfuerzo aplicado (Wylie y Streeter, 1978; Chaudhry, 1979).

MÉTODODELASCARACTERÍSTICAS (MC)

El Método de las Características (MC) versión estándar es un esquema numérico de tipo euleriano (Wood et al, 2005) muy usado para resolver las ecuaciones que rigen el fenómeno transiente debido a que funciona con a constante y, a diferencia de otras metodologías basadas en diferencias finitas o elementos finitos, puede modelar sin problemas los frentes de ondas generados por flujos transitorios muy rápidos. Trabaja convirtiendo el plano espacio (x) - tiempo (t) en una cuadrícula (o malla rectangular) computacional que debe estar en concordancia con la condición de Courant. El MC es útil para modelar los fenómenos de propagación de las ondas en las redes de tuberías debido a su facilidad para introducir y modelar el comportamiento hidráulico de diferentes dispositivos y condiciones de borde (bombas, válvulas, estanques, etc.). Entre sus principales ventajas destacan su facilidad de uso, rapidez y naturaleza explícita, lo cual permite cal-

cular las variables Q y H directamente a partir de valores conocidos previamente (Wylie y Streeter, 1978; Chaudhry, 1979). La principal desventaja del MC es que debe cumplir con el criterio de estabilidad de Courant que puede limitar la magnitud del paso de tiempo Δt común para toda la red. Para conseguir que $C_n = 1$ se pueden modificar algunas propiedades iniciales de las tuberías (longitudes y/o velocidades de la onda), u optar por mantener las condiciones iniciales y aplicar interpolaciones numéricas con riesgo de generar errores (atenuaciones) en la solución (Goldberg y Wylie, 1983). El criterio de estabilidad del MC establece que (Watters, 1984):

$$C_n = a \cdot \Delta t / \Delta x \leq 1 \quad [4]$$

Donde C_n = número de Courant; Δt = paso de tiempo y Δx = longitud del sub-tramo de la tubería = L_T / N (con L_T = longitud de la tubería y N = cantidad de sub-tramos de la tubería). En general, el MC entrega resultados satisfactorios cuando $C_n = 1$; en caso contrario, genera resultados erróneos en la forma de atenuación (cuando $C_n < 1$) o inestabilidad numérica (cuando $C_n > 1$).

Solución aproximada. El MC trabaja proyectando las ecuaciones sobre “planos característicos” cuyas trazas sobre el plano posición-tiempo son las llamadas “líneas características”, con lo cual se consigue un sistema de

ecuaciones diferenciales ordinarias. Si se desprecian los términos convectivos se obtiene una solución aproximada dada por (Watters, 1984):

$$dQ / dt \pm c \cdot dH / dt + R Q |Q| = 0 \quad [5]$$

La ecuación [5] es válida sobre las líneas características:

$$dx / dt = \pm a \quad [6]$$

Las ecuaciones [5] y [6] representan exactamente al sistema formado por las ecuaciones básicas, aunque limitadas al sub-espacio definido por las líneas características. Cuando se toma el signo + se tiene la ecuación característica positiva C^+ ; con el signo - se obtiene la ecuación característica negativa C^- (figura 1). Las líneas características negativa y positiva son aquellas a través de las cuales se propaga la onda de presión, ya sea hacia aguas arriba o aguas abajo, respectivamente, cuya forma es:

$$C^+: Q_p = Q_L + cH_L - (R\Delta t) Q_L |Q_L| - cH_p \quad [7]$$

$$C^-: Q_p = Q_R + cH_R - (R\Delta t) Q_R |Q_R| - cH_p \quad [8]$$

Siendo Q_p = caudal en P ; H_p = cota piezométrica en P y H_L , Q_L , H_R y Q_R las variables de estado conocidas en los nodos L y R , respectivamente (ver figura 1). En las secciones de borde 1 y ($N + 1$) se requiere una condición de borde adicional que debe ser resuelta junto con las ecuaciones características negativa o positiva, según se trate de la primera o última sección de borde de la discretización, respectivamente.

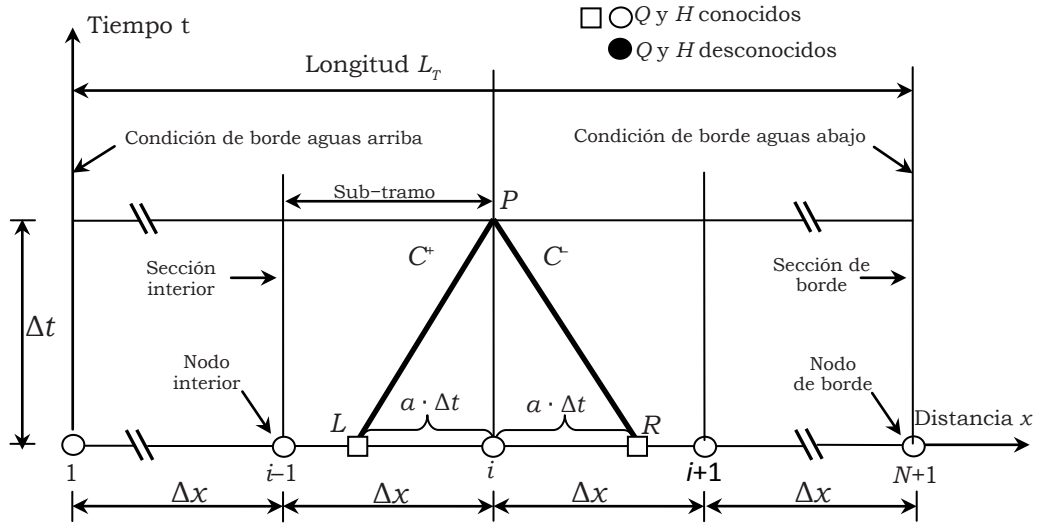


Figura 1.- Cuadrícula (malla) espacio-tiempo discretizada (Δx , Δt) y líneas características C^+ y C^- .

Interpolación numérica. Cuando se aplica el MC con $C_n < 1$ se debe aplicar algún método de interpolación numérica que permita obtener los valores de Q_p y H_p para las secciones interiores de cada tramo a partir de las ecuaciones [7] y [8]. Al aplicar la interpolación en el eje x , se pueden obtener algunas expresiones analíticas para las variables de estado Q y H en los nodos internos L y R de la figura 1 usando esquemas numéricos con diferentes órdenes de interpolación. Por ejemplo, al utilizar el método de interpolación de Newton-Gregory con orden de interpolación igual a 1 se obtiene lo siguiente, aplicable a cada tubería del sistema, con i variando entre las secciones interiores 2 y N (Chaudhry, 1979):

$$H_L = H_i^t + (H_{i-1}^t - H_i^t) C_n \quad [9]$$

$$Q_L = Q_i^t + (Q_{i-1}^t - Q_i^t) C_n \quad [10]$$

$$H_R = H_i^t + (H_{i+1}^t - H_i^t) C_n \quad [11]$$

$$Q_R = Q_i^t + (Q_{i+1}^t - Q_i^t) C_n \quad [12]$$

Con H_i^t , Q_i^t , H_{i-1}^t , Q_{i-1}^t , H_{i+1}^t , Q_{i+1}^t variables de estado en los nodos internos i , $i-1$ e $i+1$, respectivamente (figura 1) en el tiempo t . Se puede observar en las ecuaciones [9] a [12] que los valores de H_L , Q_L , H_R y Q_R dependen, aparte de los valores de Q^t y H^t en la sección i y secciones adyacentes ($i-1$ e $i+1$), del valor C_n que tenga asignado el tramo. Por ejemplo, si un tramo tiene $C_n = 0,5$, entonces: $H_L = 0,5 \cdot (H_i^t + H_{i-1}^t)$, $Q_L = 0,5 \cdot (Q_i^t + (Q_{i-1}^t))$, etc. Se puede apreciar en las ecuaciones [9] a [12] que cuando $C_n < 1$ se debe interpolar entre los valores de las variables de estado de los nodos cercanos a L y R ($i-1$ e $i+1$, respectivamente) para obtener H_L , Q_L , H_R y Q_R .

Solución de las condiciones de borde. Una vez calculados y en las secciones interiores, se debe calcular las variables de estado en las secciones de borde (1 y $N+1$) de cada tubería. Suponiendo que se desprecia la pérdida de carga singular y el almacenamiento en el nodo de borde, la ecuación de compatibilidad que liga a todos los tramos, consumos o estanques conectados al nodo es (Karney y McInnis, 1992, Salgado et al, 1993, Twyman et al, 1997):

$$H_p^{t+\Delta t} = C_c - B_c Q_{ext} \quad [13]$$

Con $H_p^{t+\Delta t}$ = presión en el nodo de borde donde están conectadas las tuberías; C_c y B_c = constantes conocidas y Q_{ext} = caudal externo conocido que sale del nodo de borde, y que puede ser constante, función del tiempo o de alguna relación constitutiva, como por ejemplo, la ecuación politrópica. La ecuación [13] representa una condición de borde general apta para ser usada en una red de distribución de agua con topología compleja que incluya dispositivos conectados a sus secciones de borde, tales como estanques, tuberías, válvulas y bombas (Karney y McInnis, 1992).

SOLUCIÓN INICIAL (ESTADO PERMANENTE)

Antes de iniciar el análisis transitorio es usual solucionar la red en el estado de flujo permanente (Q_0 y H_0) que constituirá su solución inicial. En este punto lo más apropiado utilizar esquemas basados en el Método

del Gradiente propuesto por Salgado et al (1987), algoritmo de solución del software EPANET (Rossman, 1993) y de otros programas similares.

DISCRETIZACIÓN DE LA RED DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA

Una vez solucionada la red para el estado permanente (Q_0 y H_0), se debe proceder a calcular el flujo en estado transitorio, donde se requiere primeramente discretizar la red de tuberías; es decir, determinar el Δt común para todas las tuberías y el Δx de cada tramo en orden a determinar la cuadrícula computacional espacio-tiempo de cada tubería, para lo cual se requiere, según el MC:

- Escoger el tramo de menor longitud del sistema: por ejemplo, el tramo i con longitud L_{Ti}
 - ◊ Asignar una cantidad de subtramos N_i al tramo i : por ejemplo, $N_i = 1, 2$ ó 3 .
 - ◊ Calcular la longitud del subtramo en el tramo i : $\Delta x_i = L_{Ti} / N_i$
 - ◊ Calcular la velocidad de la onda a_i para el tramo i usando la ecuación [3].
 - ◊ Una vez calculado a_i , suponer que la tubería i tiene: $C_{ni} = a_i \cdot \Delta t / \Delta x_i = 1$.
 - ◊ Despejar Δt de la ecuación anterior: $\Delta t = \Delta x_i / a_i = L_{Ti} / (N_i \cdot a_i)$
- Conocido Δt , suponer para las demás tuberías ($j \neq i$): $C_{nj} = a_j \cdot \Delta t / \Delta x_j = N_j \cdot a_j \cdot \Delta t / L_{Tj} = 1$.
- Con la información de cada tubería j , calcular: $N_j = \text{int}(L_{Tj} / (a_j \cdot \Delta t))$,

donde *int* significa “valor entero positivo”.

- Conocido N_p , calcular ($j \neq i$): $\Delta x_j = L_{Tj} / N_j$
- Siguiendo los pasos anteriores se puede determinar el paso de tiempo computacional (Δt), la longitud del sub-tramo del tramo más corto del sistema (Δx_i) y la longitud de los sub-tramos de los demás tramos (Δx_j) de la red. Con esto es posible definir la cuadrícula (o malla) espacio (x) – tiempo (t) necesaria para aplicar el MC en cada tramo, siendo el paso de tiempo Δt común para todas las tuberías, y Δx_i , Δx_j de magnitud variable dependiendo del tramo a considerar (figura 1).

Secuencia de aplicación de las ecuaciones. Cualquier esquema numérico de solución basado en el MC tradicional debiera seguir los siguientes pasos generales: a) $t = 0$. Calcular la solución inicial Q_0 y H_0 para cada tramo y nodo de borde de la red, respectivamente. Calcular Δt (común a toda la red), Δx_i para el tramo más corto y Δx_j para los demás tramos; b) hacer $t = t + \Delta t$. Aplicar para cada tramo las ecuaciones [9] a [12] y luego resolver las ecuaciones [7] y [8] para obtener

Q_p y H_p de las secciones interiores de cada tubería; c) aplicar ecuación [13] para calcular Q_p y H_p en las secciones de borde de cada tubería; d) reasignar $H_i = H_p$ y $Q_i = Q_p$ en cada nodo; y e) si $t >$ tiempo máximo de simulación, detener el cálculo y obtener la solución. En caso contrario, volver al paso b).

CIERRE DE LA VÁLVULA

El cierre de la válvula constituye una de las principales causas del flujo transitorio en las redes de distribución de agua, por lo que su correcta simulación tiene una gran relevancia (Bosserman, 1978). Para representar el cierre de la válvula se puede disponer de tablas con datos de entrada o, en su defecto, de funciones analíticas, siendo necesario en ambos casos tratar con técnicas de interpolación para calcular el cierre de la válvula en cada paso de tiempo. Las curvas de cierre τ vs t para distintos tipos de válvulas pueden ser expresadas como (Bosserman, 1978):

$$\tau = (1 - t / T)n \quad [14]$$

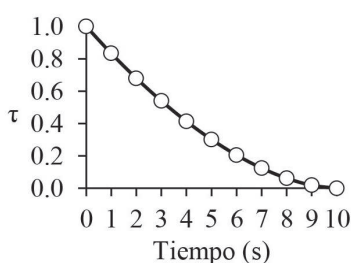


Figura 2.- Curva τ vs tiempo válvula de mariposa. Tiempo de cierre $T = 10$ s.

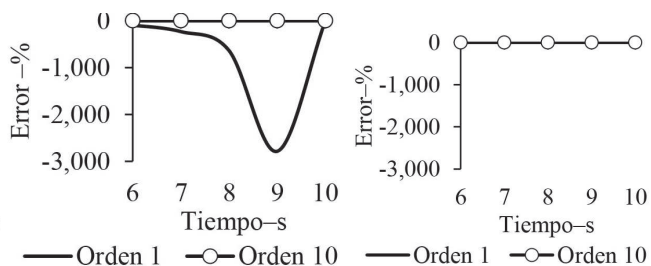


Figura 3.- Errores de interpolación en la curva de cierre de la válvula según Lagrange (gráfico izq.) y Newton-Gregory (gráfico der.), en ambos casos con orden de interpolación 1 y 10.

Donde τ = porcentaje de cierre de la válvula; t = tiempo de avance de la simulación; T = tiempo de cierre de la válvula y n = factor que depende del tipo de válvula. La figura 2 muestra la curva de cierre de la válvula de mariposa ($n = 1,73$) cuando cierra en un lapso de 10 (s). La figura 3 muestra el error registrado por los métodos de interpolación de Lagrange y Newton-Gregory cuando son aplicados sobre la curva de la figura 2 con órdenes de interpolación extremos iguales a 1 y 10, respectivamente. Al comparar los resultados queda en evidencia que el esquema de Lagrange muestra un error significativo cuando se aplica con un orden de interpolación igual a 1, en cambio, el error es casi nulo cuando es aplicado con un orden de interpolación igual a 10 (ver gráfico izquierdo en la figura 3). Por otro lado, el esquema de Newton-Gregory presenta errores poco significativos, comparables a los del método de Lagrange con orden 10, aunque independientemente del orden de interpolación escogido: 1 o 10 (ver gráfico derecho en la figura 3), por lo que se recomienda su uso general en la válvula ejemplo con cualquier orden de interpolación.

EJEMPLO DE APLICACIÓN

La RDA ejemplo (figura 4) consta de un estanque con cota piezométrica constante $H_0 = 70$ m, 45 tramos con distintas longitudes L_T , diámetros D (figura 5) y caudales iniciales Q_0 (figura 6), 29 nodos con distintos H_0 (figura

6), 2 nodos con consumo constante $q_0 = 50$ y 15 L/s, y una válvula de mariposa ubicada en el extremo aguas abajo de la tubería 45. El sistema se compone de tuberías de acero, cobre y PVC con distintos α y C_n , estos últimos asignados según la discretización adoptada en cada caso (figura 7).

Suposiciones: las tuberías tienen un factor de fricción constante (con f entre 0,017 y 0,037) y su condición de apoyo es ψ_2 ($u = 0,30; 0,36$ y $0,45$ para acero, cobre y PVC, respectivamente), con un anclaje tal que impide su movimiento o vibración al paso de las ondas de presión; los consumos en los nodos 8 y 21 son independientes de la presión; el sistema no tiene pérdidas de agua ni obstrucciones en las tuberías; la presión es siempre superior a la presión de vapor, por lo que no se genera la separación de la columna de agua, cavitación ni pulsos de presión de corta duración.

Flujo en estado permanente. Al resolver la RDA mediante EPANET se obtiene H_0 (para los nodos de borde) y Q_0 (para las tuberías) –ver figura 6.

Discretización de la red. En la red ejemplo, si se asigna $N = 2$ al tramo de menor longitud, siguiendo los pasos descritos en una sección anterior, la red queda subdividida en un total de 315 sub-tramos, con $\Delta t = 0,058$ (s) igual al paso de tiempo computacional de la simulación. Sabiendo que el sistema transporta agua sin aire ($K = 2,1 \cdot 10^9$ k/ms²; $\rho = 1.000$ k/m³), y conociendo las características de cada tubería (D , e , E , ψ , L_T y N), se puede

calcular la magnitud de a y C_n para cada tramo a partir de las ecuaciones [3] y [4], respectivamente –ver figura 7. Dado que muchos tramos del sistema tienen asignado $C_n < 1$, será necesario aplicar un procedimiento de interpolación para calcular Q y H en la mayoría de los nodos de la red. En todos los casos se supondrá que:

presión = cota piezométrica - cota terreno, ya sea en un nodo interior o de borde. **Escenario 1: cierre de la válvula en 10 (s).** En este caso se obtienen los resultados mostrados en la figura 8, donde es posible apreciar que se genera una fluctuación de la presión, aunque relativamente leve, en los nodos 13, 15 y 25.

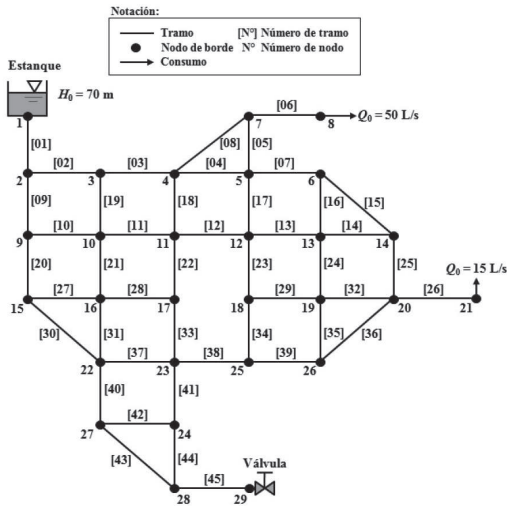


Figura 4.- Esquema de la red ejemplo.

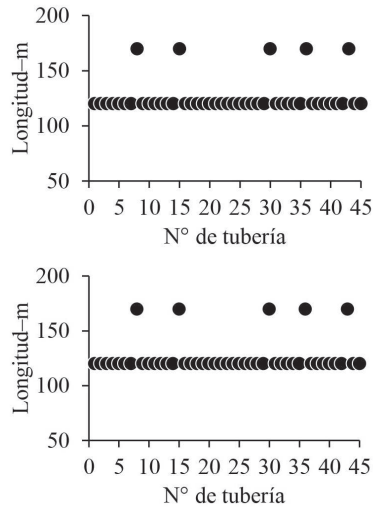


Figura 5.- LT y D de las tuberías.

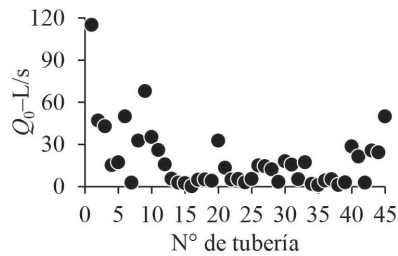
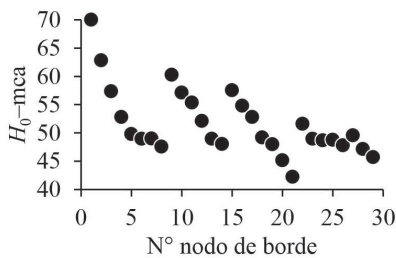


Figura 6.- Cotras piezométricas H0 (gráfico izq.) y caudales Q0 (gráfico der.) en la red ejemplo.

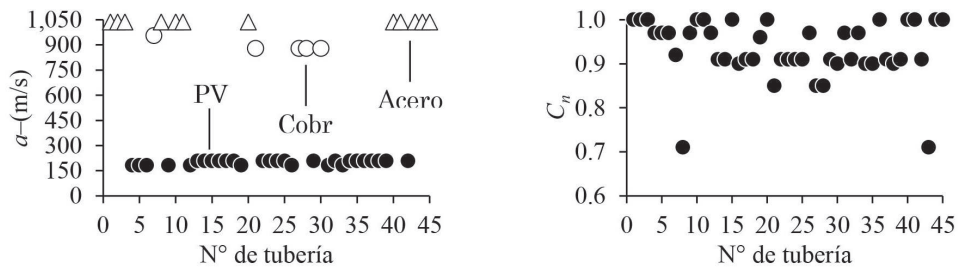


Figura 7.- Velocidad de la onda a (izq.) y número de Courant C_n (der.) de tuberías de la red ejemplo

En el nodo 29 donde se ubica la válvula, la presión máxima es significativa y casi duplica a la presión de estado permanente. En todos los casos la sobrepresión tiende a disiparse pasados unos 30 (s) de iniciado el flujo transitorio. **Escenario 2: cierre de válvula en 1 (s).** En este caso, se aprecian sobrepresiones significativas, incluso en nodos relativamente alejados de la válvula (figura 9). En el nodo 29, donde se ubica la válvula, la presión máxima alcanza los 140 (mca). En todos los casos, pasados 30 (s), la fluctuación de la presión continúa manifestándose sin disiparse totalmente. Se observa que la red de distribución de agua, pese a tener una forma relativamente intrincada, con 17 bucles (loops) y 26 nodos conectores de al menos 3 tuberías, es propensa a sufrir los efectos del golpe de ariete generados por el cierre “lento” o “rápido” de la válvula. **Ubicación de las presiones máximas.** Otro dato interesante es que la solución numérica muestra

que la presión máxima (P máxima) puede generarse en nodos internos de las tuberías y no sólo en sus nodos de borde (tabla 1), situación que se verifica en casi el 40% del total de tuberías cuando la válvula cierra en 1 (s).

Nivel de exactitud de la solución.

Para saber cuán numéricamente exacta es la solución se deben comparar los resultados obtenidos con $C_n < 1$ y con $C_n = 1$ en cada tramo del sistema. Para conseguir $C_n = 1$ en todos los tramos se necesita aplicar el procedimiento de discretización mostrado en una sección anterior, con la salvedad de que una vez conocidos Δt y $\Delta x (= L_T / M)$, se debe re-calcular el valor de a en cada tramo hasta conseguir $C_n = 1$, iterando varias combinaciones entre N y Δt hasta que la variación entre a modificado (a_m) y a original (a_o) quede dentro de un rango pre-determinado, generalmente $\pm 15\%$ (Wylie y Streeter, 1978) –ver figura 10.

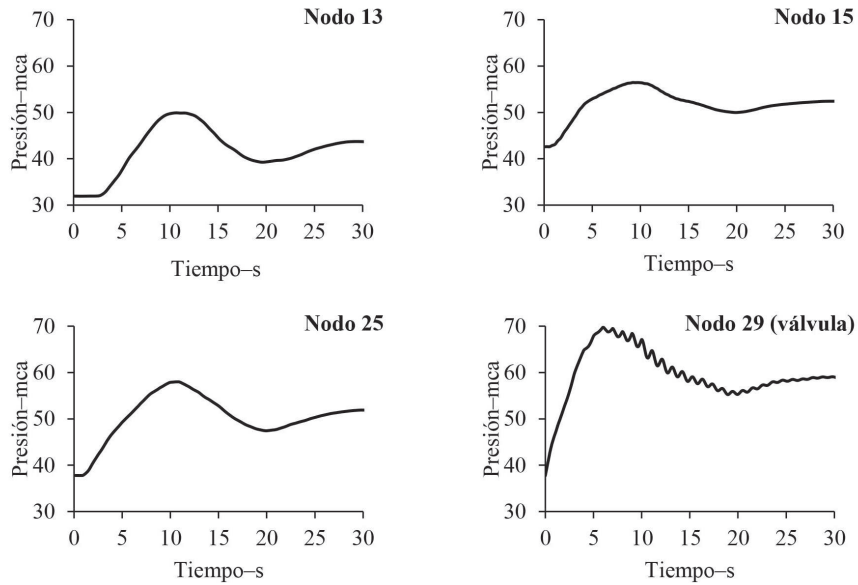


Figura 8.- Presión P vs tiempo t en los nodos de borde 13, 15, 25 y 29 de la red ejemplo. Causa del flujo transitorio: cierre de la válvula en 10 (s).

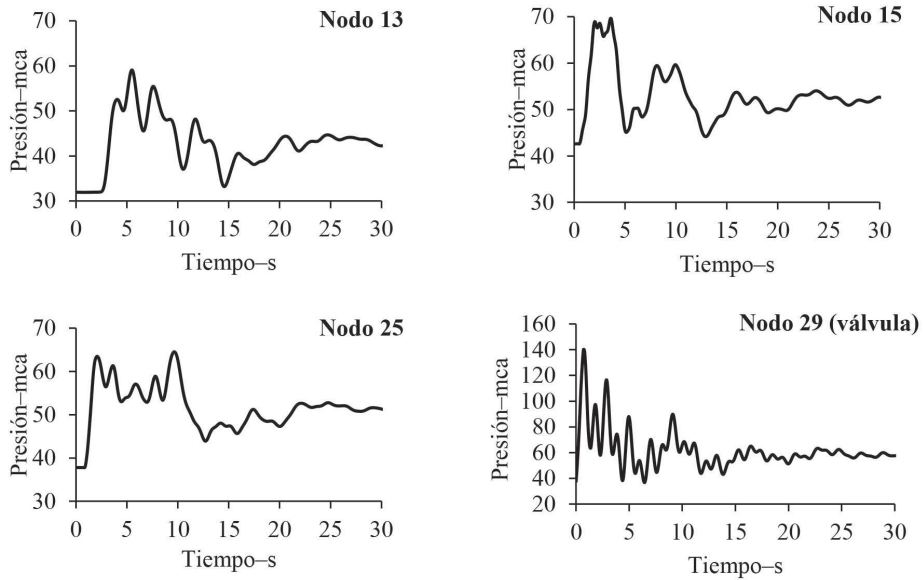


Figura 9.- Presión P vs tiempo t en los nodos de borde 13, 15, 25 y 29 de la red ejemplo. Causa del flujo transitorio: cierre de la válvula en 1 (s).

Tabla 1.- Tramos donde P máxima se genera en una sección interior de la tubería (distinta de borde)

Tramo	P	Ubicación	Tramo	P	Ubicación	Tramo	P	Ubicación
N°	Máxima	X / L^1	N°	Máxima	X / L	N°	Máxima	X / L
	[mca]			[mca]			[mca]	
5	56,4	0,636	25	62,1	0,222	35	63,7	0,444
6	55,0	0,091	26	62,1	0,909	36	64,0	0,357
14	61,7	0,444	31	88,9	0,364	37	95,2	0,556
15	63,3	0,571	32	64,1	0,444	39	64,9	0,222
19	64,0	0,727	33	95,8	0,273	42	116,4	0,444
23	62,8	0,111	34	64,7	0,444	---	---	---

¹ X / L_T denota la sección interior del tramo donde el MC registró la presión máxima. Por ejemplo, en el tramo N° 5, con $L_T = 120$ (m), $X / L_T = 0,636$ significa que la presión máxima (P

máxima) de 56,4 (mca) se produjo en una sección interior ubicada a una distancia de $0,636 \cdot 120 = 76,3$ (m) medida desde la sección de borde izquierda de la tubería.

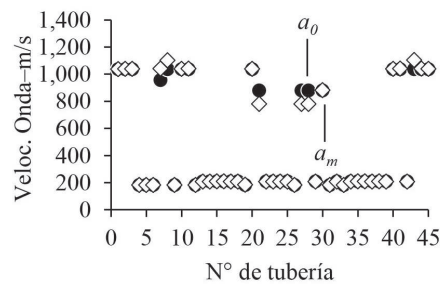
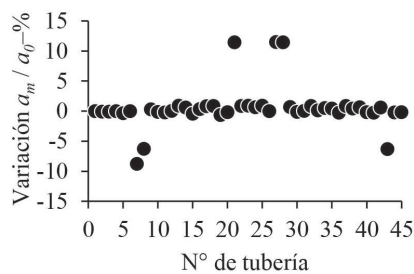


Figura 10.- Variación porcentual a_m / a_0 (gráfico izq.) y magnitudes de a_0 y a_m (gráfico der.) para conseguir que $C_n = 1$ en todas las tuberías de la red ejemplo.

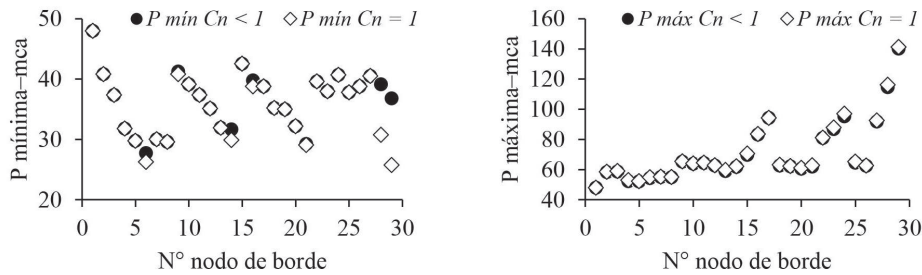


Figura 11.- Presiones mínimas y máximas en los nodos de borde cuando $C_n < 1$ y $C_n = 1$.

La figura 11 muestra los valores de presión mínima (izq.) y máxima (der.) obtenidos en cada nodo de borde de la red con $C_n = 1$ y $C_n < 1$, donde se puede observar que las presiones obtenidas con a_m y con a_o difieren poco salvo en los nodos 28 y 29 del tramo 45, donde la presión mínima con $C_n = 1$ fue más conservadora, entre un -20% y -30%. Las presiones extremas presentan variaciones mayores con a_m que con a_o , con diferencias promedio de -2,3% para P mínima y +0,7% para P máxima. La modificación de a_o en a_m tuvo dos consecuencias numéricas: (1) incrementó en 61% la cantidad total de sub-tramos (N total) necesarios para discretizar las tuberías, exigiendo con esto una mayor capacidad de memoria computacional; (2) disminuyó en un 34% el valor del paso de tiempo (Δt), ralentizando el tiempo total de ejecución del programa un 70%.

CONCLUSIONES

Se verifica que la RDA analizada fue incapaz de evitar la aparición de presiones máximas significativas

(PMS) generadas por el cierre de la válvula, y en lugar de atenuar o disipar el flujo transitorio, fue un medio de transmisión, propagación, reflexión y superposición de las ondas de presión, tal como ha sido reportado por Wood et al (2005), generando PMS aún en nodos ubicados a casi 1 km de distancia aguas arriba de la válvula, con riesgo de exceder, al menos en teoría, la presión de diseño máxima permitida por algunas normativas como las mencionadas por Pothof y Karney (2013). Pese a que la solución obtenida con el MC ($C_n = 1$) es numéricamente exacta puede ser relativamente conservadora debido a que la modelación “clásica” del golpe de ariete incluye una serie de suposiciones que, según Bergant et al (2008), “tienden a idealizar las condiciones reales que podría tener un sistema”, razón por la cual el Ingeniero proyectista debe interpretar los resultados con conocimiento de causa y cierta cautela. El modelo transiente “clásico” debiera ser considerado más como una herramienta de apoyo en la toma de decisiones que como

un elemento predictivo, siendo útil para modelar escenarios con mayor probabilidad de generar efectos dañinos en la RDA, tanto en la infraestructura (tuberías, etc.) como en el nivel de servicio (caudal, presión, calidad del agua), constituyendo una herramienta importante para estimar el nivel de resiliencia hidráulica de un sistema.

Notas

1 Ponencia presentada en el XXVII CONGRESO LATINOAMERICANO DE HIDRÁULICA, LLEVADO A CABO EN LIMA, PERÚ, 28 AL 30 DE SETIEMBRE DE 2016

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Bergant A., Tijsseling A.S., Vitkovský J.P., Covas D., Simpson A.R., Lambert M.F. (2008). "Parameters Affecting Water-Hammer Wave Attenuation, Shape and Timing –Parts 1 and 2: Mathematical Tools and Case Studies", *Journal of Hydraulic Research*, Vol. 46, No. 3, pp. 373-391.
- Bosserman B.E. (1978). "Computer Analysis of Hydraulic Transients in a Complex Piping System", *Journal of AWWA*, pp 371-376.
- Chaudhry M.H. (1979). *Applied Hydraulic Transients*, Van Nostrand Reinhold, NY.
- Chaudhry M.H., Hussaini M.Y. (1985). "Second-Order Accurate Explicit Finite-Difference Schemes for Waterhammer Analysis", *Journal of Fluid Engineering*, Vol. 107, pp. 523-529.
- Fleming K.K., Gullick R.W., Dugandzic J.P., LeChevallier M.W. (2005). *Susceptibility of Potable Water Distribution Systems to Negative Pressure Transients*, American Water (USA), pp. 82.
- Goldberg D.E., Wylie E.B. (1983). "Characteristics Method using Time-Line Interpolations", *Journal of Hydraulic Engineering*, Vol. 109, No. 5, pp. 670-683.
- Jung B.S., Karney B.W., Boulos P.F., Wood D.J. (2007). "The Need for Comprehensive Transient Analysis of Distribution Systems", *Journal of AWWA*, pp. 112-123.
- Karney B.W., Ghidaoui M.S. (1997). "Flexible Discretization Algorithm for Fixed-Grid MOC in Pipelines", *Journal of Hydraulic Engineering*, Vol. 123, No. 11, pp. 1004-1011.
- Karney B.W., McInnis D. (1992). "Efficient Calculation of Transient Flow in Simple Pipe Networks", *Journal of Hydraulic Engineering*, Vol. 118, No. 7, pp. 1014-1030.
- Kroon J.R., Stoner M.A., Hunt W.A. (1984). "Water Hammer: Causes and Effects", *J. AWWA*, pp. 40-45.
- LeChevallier M.W., Gullick R.W., Karim M.R., Friedman M., Funk J.E. (2003). "The Potential for Health Risks from Intrusion of Contaminants into the Distribution System from Pressure Transients", *Journal of Water and Health*, IWA Publishing 01.1, pp. 1-14.
- Pothof I., Karney B.W. (2013). "Guidelines for Transient Analysis in WT and WDS", *Intech*, pp. 22.
- Rossman L.A. (1993). *User's Manual for EPANET*. USEPA, Drinking Water Res. Div., Cincinnati, USA.
- Salgado R.O., Todini E., O'Connell P.E. (1987). "Comparison of the Gradient Method with some Traditional Methods for the Analysis of Water Supply Distribution Networks", *Proceedings of the Int. Conference on Computer*

Applications for Water Supply & Distribution, Leicester Polytechnic, UK.

Salgado R.O., Twyman C., Twyman J. (1992). “Desarrollo de un Algoritmo Híbrido para el Análisis del Esguerrimiento Impermanente Rápido en Redes de Tuberías a Presión”, *XV Congreso Latinoamericano de Hidráulica*, AIH, IAHR, Cartagena, Colombia, pp. 483-493.

Salgado R.O., Zenteno J., Twyman C., Twyman J. (1993). “A Hybrid Characteristics-Finite Difference Method for Unsteady Flow in Pipe Networks”, *International Conference on Integrated Computer Applications for Water Supply and Distribution*, De Montfort University, UK, pp. 139-149.

Twyman J., Twyman C., Salgado R.O. (1997). “Optimización del Método de las Características para el Análisis del Golpe de Ariete en Redes de Tuberías”, *XIII Congreso Nacional de Ingeniería Hidráulica*, USACH, Santiago, Chile, pp. 53-62.

Watters G.Z. (1984). *Analysis and Control of Unsteady Flow in Pipelines*, 2nd Edition, Butterworths.

Wood D.J., Lingireddy S., Boulos P.F., Karney B.W., McPherson D.L. (2005). “Numerical Methods for Modeling Transient Flow in Distribution Systems”, *Journal of AWWA*, pp. 104-115.

Wylie E.B., Streeter V.L. (1978). *Fluid Transients*, McGraw-Hill International Book Company.