

ANÁLISIS DE LOS POSIBLES HIDROGRAMAS PRODUCIDOS POR LA ROTURA DE LA PRESA DE PUENTES

Luis Garrote de Marcos¹
Francisco Laguna Peñuelas¹

RESUMEN: En la ponencia se presenta un análisis de los posibles hidrogramas originados por la rotura de la presa de Puentes. Se ha elaborado un modelo simplificado de vaciado del embalse, al que se han aplicado distintas condiciones de contorno. Se ha estudiado el posible sifonamiento de la cimentación y su posterior tubificación, obteniendo las leyes de caudales en función del tiempo a medida que progresa el proceso. Una vez formado el orificio, se ha analizado la ley de vaciado del embalse. Como resultado se han obtenido conclusiones respecto al proceso de rotura de la presa, a partir de la descripción de su vaciado.

1.- INTRODUCCIÓN

La rotura de la presa de Puentes está muy bien documentada, gracias a los múltiples trabajos de investigación realizados (Bautista y Muñoz, 1986). El informe realizado por de D. Agustín de Betancourt, que recoge el testimonio del Aparejador del Pantano, D. Francisco Oliver, describe un proceso de sifonamiento inicial, que se manifestó en forma de un surtidor de agua a unos 9 m del entablonado inferior, que llegó a alcanzar los 5 m de altura al cabo de una media hora de su aparición. A continuación se produjo una rotura repentina, saliendo arena, estacas y tablas junto con una inmensa cantidad de agua, que arrastraba árboles, rocas y todo lo que encontraba a su paso. Al cabo de cierto tiempo, que Betancourt fija como el necesario para que salieran los 2/3 del volumen del pantano, se produjo el derrumbe del muro de mampostería, dando lugar al arco parabólico que quedó documentado en los dibujos posteriores. Este arco de descarga tenía unos 17,5 m de anchura y 33,5 m de altura. Además, el agua erosionó los cimientos hasta una profundidad de 16,7 m. Según la declaración de D. Francisco Oliver, el agua estuvo saliendo del pantano desde las 4 hasta la 5 de la tarde, produciéndose en esta hora el vaciado completo del embalse.

A la vista de estos relatos, resulta interesante realizar unos cálculos sencillos que verifiquen la verosimilitud de las descripciones realizadas y permitan acotar el papel que pudieron jugar cada uno de los procesos que intervinieron en la rotura de la presa. En este trabajo se estudia el fenómeno del vaciado del embalse desde un punto de vista hidráulico, independientemente de las fuerzas que dieron lugar a los procesos de deterioro estructural, aspecto éste que se deja para otros especialistas.

El estudio del vaciado de un embalse como consecuencia del fallo estructural de la presa puede abordarse mediante distintos métodos, que abarcan desde las formulaciones más sencillas basadas en simplificaciones teóricas o empíricas hasta la

¹ ETS Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. Universidad Politécnica de Madrid.

aplicación de modelos hidrodinámicos en dos y tres dimensiones. Las formulaciones simplificadas permiten obtener una primera estimación del orden de magnitud del fenómeno, que puede ser suficiente para evaluar la verosimilitud de las distintas hipótesis de fallo de la presa, y para la realización de análisis de sensibilidad de los parámetros del problema. Los sofisticados modelos hidrodinámicos permiten un estudio detallado del fenómeno, pero exigen unos recursos computacionales y de información de partida que probablemente no estén justificados a la vista de los datos normalmente disponibles.

Según las descripciones históricas, durante la rotura de la presa de Puentes se pueden identificar tres fases diferenciadas. En la primera fase se produjo el posible fallo de la cimentación por sifonamiento, originando la formación de un tubo de flujo que dio lugar a la surgencia de agua observada aguas abajo de la presa. Durante esta primera fase la tubificación progresa y aumenta su diámetro a lo largo de su recorrido, con lo que crece la altura de la surgencia observada al pie de la presa.

En la segunda fase se produjo el desmoronamiento de la estructura, con la formación del arco de descarga. Durante esta etapa se produjo una aportación del material de la presa que amplifica la brecha por arrastre a partir de la tubificación inicial. Dicha aportación debe postularse a la luz, no solo de las tensiones de arrastre en el contorno del tubo, sino de la cohesión de la obra de mampostería y su propio peso propio.

Finalmente, en la tercera fase se produjo el vaciado de la presa a través de orificio formado en el muro y en su cimientó. A partir del momento en que la brecha resultante supera el nivel de la lámina de agua puede hacerse un análisis aproximado de la brecha y su caudal circulante, a partir de consideraciones de flujo crítico, incorporando pérdidas de carga adicionales en la entrada y reproduciendo el fenómeno de ampliación de la brecha.

En esta ponencia se presentan brevemente los resultados de una modelización simplificada de estas tres fases, dejando para estudios posteriores el análisis mediante métodos más rigurosos o el estudio de la propagación de la onda a lo largo del río Guadalentín hasta su llegada a Lorca y Murcia, donde existen descripciones precisas de lo acontecido.

2.- INICIO Y PROGRESO DE LA TUBIFICACIÓN

La primera fase corresponde a una brecha de inicio de tubificación, que se va ampliando progresivamente y que tiene como condiciones frontera la altura de agua del embalse y la altura de velocidad y cota en el punto del surtidor. La modelización de la tubificación debe realizarse de forma que su evolución en el tiempo desemboque en una ampliación de la brecha concordante en el tiempo y en el espacio con los datos históricos de la misma.

Al objeto de poder obtener resultados numéricos, se ha realizado una hipótesis acerca de la traza aproximada del tubo de flujo. De acuerdo con los testimonios históricos, el surtidor apareció unos 9 metros aguas abajo del paramento. Las aguas turbias del citado surtidor fueron aumentando hasta alcanzar una altura de 5 m. Este dato permite evaluar la velocidad de salida desde la brecha inicial. La línea de corriente seguida por el agua puede aproximarse a un arco de circunferencia desde el punto de surgencia, atravesando bajo el cimientó de la presa y penetrando en el vaso en un punto relativamente próximo al paramento de aguas arriba de la obra de mampostería de la presa.

La Figura 1 representa el tubo de flujo propuesto, formado por un arco de circunferencia que pasa bajo la cimentación y alcanza la superficie a 9 m del paramento de aguas abajo de la presa. El ancho de la cimentación de la presa en la zona del río Guadalentín es de 45 m. Añadiendo 9 metros aguas abajo y 1 m aguas arriba, el hipotético recorrido de la tubificación inicial ocuparía en planta unos 55 m. La profundidad de la brecha se estima en 16,72 m por debajo de la cota de cimentación. Esta, a su vez, está situada unos 5 metros por debajo de la cota del río, situado a la 420 m.

Todo esto permite postular que la tubificación inicial podría tener un radio de unos 30 m con centro aproximado en el eje de la presa, a la cota 430 m, cortando en ambos paramentos a la distancia aproximada del surtidor, como se indica en el croquis de la Figura 1.

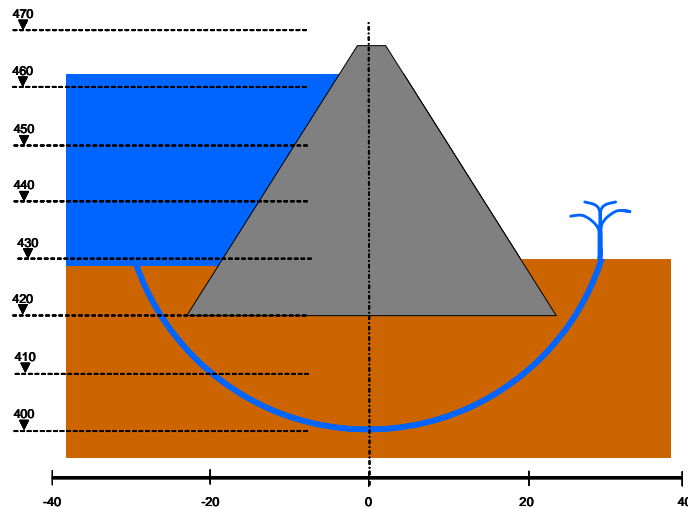


Figura 1: Definición esquemática de la traza de la tubificación.

2.1.- Hipótesis de partida

En el cálculo realizado no se pretende modelizar los fenómenos que dan lugar a una posible tubificación, sino únicamente evaluar la ley de caudales en función del tiempo que acompaña a este proceso. Por este motivo se ha planteado el método de cálculo simplificado que se describe a continuación.

Se supone una sucesión de estados cuasi-estacionarios manteniendo la traza del eje de tubificación constante. Se supone un conducto de sección transversal circular, que sigue una ley de diámetros variable a lo largo del eje y variable en el tiempo. En cada paso de cálculo se comienza con la sección transversal resultado del paso anterior, y se calcula el incremento de diámetro producido por el arrastre y la erosión uniformemente repartidos en el contorno.

El caudal circulante en cada iteración se determina con la condición de que las pérdidas de carga a lo largo del tubo de flujo correspondan a la diferencia de altura de carga entre la entrada y la salida. Se consideran las pérdidas de carga habituales utilizando la fórmula de Darcy, añadiendo la pérdida de carga por la aportación lateral originada por la incorporación del material granular que rodea el contorno móvil de la

tubificación.

El caudal sólido aportado en cada elemento del tubo de flujo se supone proporcional a la tensión cortante existente en el contorno. Se aplica la condición del diagrama de Shields de comienzo de arrastre, mayorada para hacer efectiva la cohesión del elemento granular del suelo. El aporte lateral de caudal sólido permite evaluar el caudal másico en cada subtramo y la evolución de la densidad media.

En cada estadio de cálculo, la incógnita a resolver es el caudal de entrada de agua en el tubo, que debe cumplir con las condiciones de contorno de la altura de agua en el embalse, junto con la cota y densidad de salida aguas abajo. La evolución en el tiempo se detiene cuando la tubificación afecta al cimiento de la presa y se pasa a la etapa 2.

2.2.- Modelo de cálculo

Se ha preparado un modelo de cálculo que resuelve la transición entre el tiempo t y $t+\Delta t$, calculando la evolución en el tiempo del caudal y el tamaño de la brecha. El esquema de cálculo es el siguiente: Se parte de un caudal circulante de agua en el comienzo del tubo y en el tiempo previo (Qa). Se postula un nuevo caudal para el instante siguiente (Q) y unos nuevos diámetros para el tubo de flujo (D). Tanto el agua como el material sólido son incompresibles. Como el recorrido del tubo se mantiene constante, se puede suponer que la sección transversal mantiene un reparto proporcional a los caudales líquidos y sólidos respectivos. Suponiendo a su vez que la velocidad del aporte sólido coincide con la del líquido en la sección inmediatamente siguiente, se originan las siguientes ecuaciones de continuidad en el aporte líquido y sólido:

- Caudal líquido (Qag) a partir del caudal líquido de la sección anterior y el caudal lateral líquido aportado (qla), debido a la filtración

$$Qag_i = Qag_{i-1} + qla_{i-1} \cdot dx$$

- Caudal sólido (Qs) a partir del caudal sólido de la sección anterior y el caudal lateral sólido aportado (qls) producido por el arrastre de las paredes del tubo en el instante anterior

$$Qs_i = Qs_{i-1} + qls_{i-1} \cdot dx$$

El caudal másico resultante (Qm) será $Qm_i = Qag_i \cdot \rho_a + Qs_i \cdot \rho_s$

La densidad media será $\rho_i = \frac{Qm_i}{Qag_i + Qs_i}$

La velocidad V , común para partículas sólidas y líquidas, dado que se supone que alcanzan su velocidad en la sección siguiente, será $V_i = \frac{Qag_i + Qs_i}{S_i}$

A su vez, el caudal lateral sólido, $qls_i = V_r \cdot \pi \cdot D_a$, es función de la velocidad radial de apertura del tubo en la iteración anterior, que a su vez depende de la diferencia entre la tensión cortante en el tubo, τ_0 , y la tensión cortante de comienzo de arrastre, τ_{com} , (que se obtiene del diagrama de Shields). La forma de esta ley de dependencia, $V_r = f(\tau_0 - \tau_{com})$, es desconocida. En primera aproximación, se ha supuesto la siguiente ley lineal: $V_r = 0,000002 \cdot (\tau_0 - \tau_{com})$.

La tensión cortante en el contorno se obtiene aplicando la condición de movimiento

uniforme: $\tau_0 = \frac{g \cdot \rho \cdot I \cdot D_a}{4}$. Las pérdidas de carga por fricción se determinan mediante la

ley de Darcy, aplicada al flujo mezcla de líquido y sólido. $I = \frac{f_d \cdot V^2}{D \cdot 2g}$. La pendiente de

pérdidas de carga debido a la aportación lateral de sólidos responde a la ecuación:

$$I_{ls} = \frac{V \cdot q_{ls} \cdot \rho_s / \rho}{g \cdot S}. \text{ Para la aportación lateral de líquidos se supone } I_{la} = \frac{(V - u) q_{la} \cdot \rho_a / \rho}{g \cdot S}.$$

La variación dinámica será $I_d = \frac{(V - V_a)}{g \cdot \Delta t}$

Para la obtención del caudal circulante se aplica un método de relajación, similar al conocido de Hardy-Cross para redes de distribución. El caudal circulante se determina de manera que la presión de llegada corresponda a las condiciones de desagüe a la salida: presión próxima a la atmosférica. La variación de presión a lo largo del tubo se calcula a partir de la discretización, teniendo en cuenta las pérdidas de carga: $P_i = P_{i-1} + dx \cdot (I + I_{ls} + I_{la} + I_d) \cdot \rho \cdot g$.

Se procede por tanteos: se supone un caudal, para el que se obtiene un desequilibrio de presiones ΔP a la llegada, que debe corregirse. Para determinar la corrección se calcula la variación de las presiones originada por la variación de los caudales. Esta expresión afecta a cada una de las pendientes de pérdidas de carga usadas.

$$dx \cdot \rho \cdot g \cdot \left(\frac{\partial I}{\partial Q} + \frac{\partial I_{ls}}{\partial Q} + \frac{\partial I_d}{\partial Q} \right) = dx \cdot \left(\frac{f_d \cdot Q_m}{D \cdot S^2} + \frac{q_{ls} \cdot \rho_s}{S^2} + \frac{\rho}{S \cdot \Delta t} \right)$$

Se calcula el sumatorio para todo el tubo y ello sirve para determinar la nueva aproximación del caudal:

$$\sum dx \cdot \rho \cdot g \cdot \left(\frac{\partial I}{\partial Q} + \frac{\partial I_{ls}}{\partial Q} + \frac{\partial I_d}{\partial Q} \right) = Der$$

Finalmente, se aplica la fórmula de corrección de caudales $\Delta Q = -\frac{\Delta P}{Der}$. El proceso se repite iterativamente hasta obtener la convergencia.

2.3.- Resultados

El modelo descrito anteriormente se ha aplicado a partir de una situación inicial con una traza siguiendo un arco de circunferencia y sección transversal circular de diámetro inicial 0,015 m. Se supone un caudal inicial de 0,3 l/s y aportación sólida lateral despreciable.

La columna de las presiones parte de la altura inicial de la lámina de agua, a la cota 466 m que representa una presión casi constante en los comienzos de la tubificación, pues los volúmenes evacuados en esta etapa no alteran la cota del embalse. La presión final tiene un desajuste por lo que el caudal inicial supuesto se debe retocar con el procedimiento expuesto anteriormente.

Los resultados obtenidos se presentan en la Figura 2. Como puede apreciarse, el diámetro del conducto crece rápidamente. En algo menos de una hora, el diámetro inicial se amplifica 3 m y el proceso es casi explosivo en el tiempo, con un crecimiento acelerado. A pesar de ello, los caudales evacuados son moderados, con un máximo de unos 200 m³/s. El volumen total evacuado en esta primera etapa es ligeramente

superior a los 100.000 m³, por lo que no produce descenso apreciable de la lámina de agua en el embalse.

A pesar de las numerosas simplificaciones realizadas, el modelo desarrollado permite estimar que la fase inicial de tubificación pudo tener una duración algo inferior a una hora, a partir del momento en que se empezaron a movilizar los caudales. Esta circunstancia concuerda perfectamente con los testimonios históricos, que cifran en torno a una hora el periodo de tiempo que transcurrió desde que se observó la surgencia hasta que se inició la rotura del cimiento. Debe tenerse en cuenta que, durante los primeros minutos, la velocidad y caudal eran muy pequeños, por lo que difícilmente habrían podido ser observados. Durante este periodo inicial, la salida de agua del embalse fue muy pequeña.

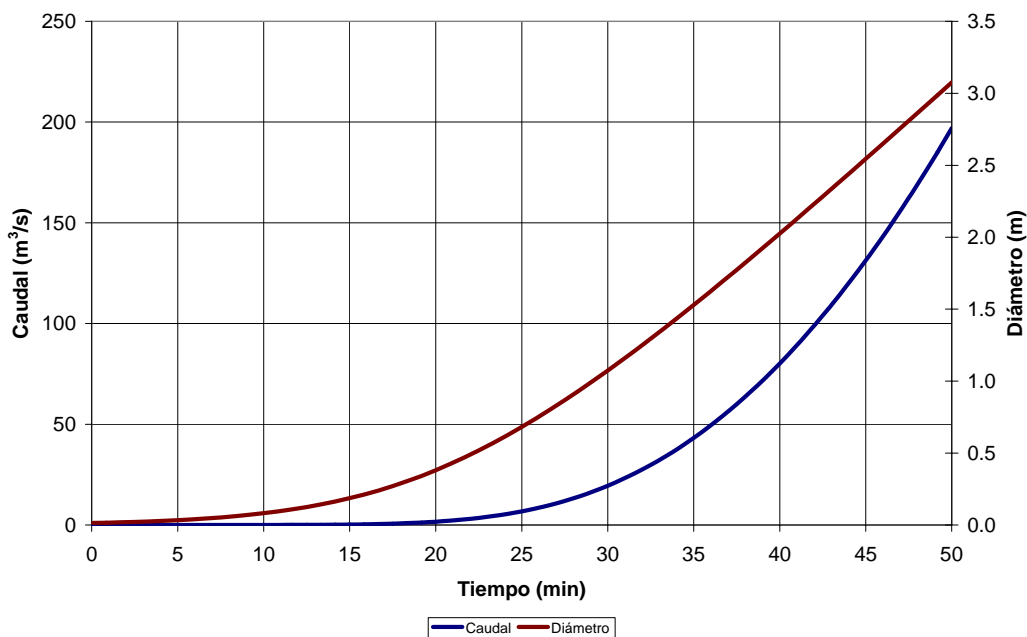


Figura 2: Resultados obtenidos en la simulación de la tubificación

2.- COLAPSO DE LA CIMENTACIÓN

Una vez que el conducto de tubificación llegó a los cimientos de la presa, se produjo una fase de erosión asimétrica y posteriormente el colapso de los bloques de la cimentación que constituyen la etapa 2. A la vista de las declaraciones de D. Francisco Oliver, resulta difícil concretar el proceso de erosión y desmoronamiento que tuvo lugar en la presa. Se habla del fallo brusco de la muralla, como consecuencia del incremento del caudal del sifonamiento. El fallo comenzó en la parte apoyada en la estacada, y siguió por la parte interior. En el informe de Betancourt se sugiere que cuando sucedió el fallo el embalse se había vaciado en 2/3 de su volumen. Sin embargo, esto es poco verosímil. En primer lugar, se ha visto que los caudales evacuados por el sifonamiento antes del fallo de la cimentación eran moderados. En segundo lugar, según el testimonio de D. Francisco Oliver, la primera noticia de la surgencia se tuvo a las tres menos cuarto, y el fallo de la cimentación se produjo a las cuatro de la tarde, durando el vaciado del embalse hasta las cinco. Como se verá en el análisis de la última fase, una vez abierto el boquete, el embalse se vacía completamente en una hora, por lo que, de ser cierta la afirmación de Betancourt, el vaciado del resto de volumen embalsado debería haber durado mucho menos.

En cualquier caso, los procesos que intervienen en esta segunda fase son tremendamente complejos, y no hay información sobre la que poder hacer hipótesis, por lo que se ha renunciado a modelizar esta fase, suponiendo que, de acuerdo con el testimonio de D. Francisco Oliver, esta etapa tendría una duración muy corta.

3.- VACIADO DEL EMBALSE

En la tercera fase, la brecha formada en el cuerpo de presa y el cimientado permite el desagüe del embalse en lámina libre. En este caso el cálculo hidráulico resulta sencillo, ya que debe establecerse régimen crítico en el paso desde el vaso al cauce. Imponiendo esta condición, con una pérdida de carga que se estima en el 20% de la energía cinética crítica, se puede obtener con facilidad la ley de vaciado a partir de la curva característica del embalse, sin más que suponer una evolución de la geometría del orificio.

Por simplicidad, se ha supuesto un orificio con sección rectangular. La geometría final se conoce con bastante detalle, ya que existen datos precisos sobre el tamaño del arco de descarga que se formó tras la rotura de la presa. El ancho final de este arco es de 17,55 m. No resulta tan sencillo conocer la profundidad erosionada en el cimientado, pero debió alcanzar un valor entre 10 y 20 m sobre la cota original de cimentación.

Con estas premisas se ha calculado el vaciado del embalse, suponiendo distintas evoluciones de la geometría del orificio. En todas ellas se ha supuesto una evolución lineal de la geometría en función del tiempo. Además, se ha impuesto la condición adicional de que el tiempo de vaciado del embalse debe estar en torno a 1 hora, según los testimonios recogidos tras la rotura. Con esas limitaciones, se han estudiado los tres casos siguientes:

- Caso 1: Ancho constante de 17,55 m. Base: cota inicial 420 m y final a 410 m.
- Caso 2: Ancho inicial 14,55 m y final 17,55 m. Base: cota inicial 420 m y final a 405 m.
- Caso 3: Ancho inicial 11,55 m y final 17,55 m. Base: cota inicial 420 m y final a 400 m.

Los resultados obtenidos se presentan en la Figura 3. Las leyes de desagüe son muy similares. Para el caso del tamaño de orificio estable el hidrograma es rectangular. En los otros dos casos los caudales tienden a incrementarse a medida que aumenta el tamaño del orificio. Esto es debido a que resulta más importante, a efectos de capacidad de desagüe, el descenso del fondo que el incremento de la anchura del orificio. Los caudales punta que se obtienen están comprendidos entre 8.000 y 10.000 m³/s, y son bastante concordantes con los testimonios históricos.

4.- CONCLUSIÓN

Se han realizado algunos cálculos sencillos con el objetivo de contrastar las descripciones de la rotura de la presa de Puentes. En general, los resultados obtenidos concuerdan bastante bien con los relatos que nos han llegado del suceso. A pesar de las fuertes simplificaciones adoptadas en los cálculos, la fase de tubificación inicial y la fase de vaciado del embalse arrojan cifras globales que confirman las declaraciones de los testigos, salvo en la afirmación de D. Agustín de Betancourt de que ya se había vaciado 2/3 del volumen del embalse al producirse el fallo de la cimentación. En cualquier caso, el fenómeno tuvo que ser muy repentino y de gran violencia, ya que los caudales vertidos alcanzaron cifras de varios miles de metros cúbicos por segundo casi instantáneamente.

Jornada sobre la presa de Puentes ¿Cómo se rompió y qué influencia supuso su rotura?

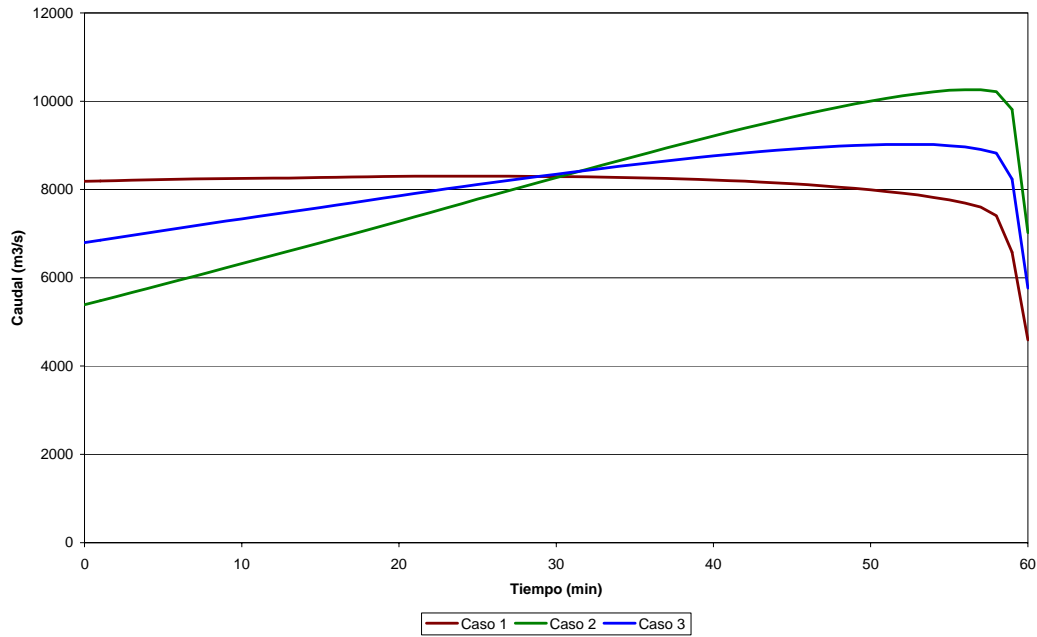


Figura 3: Resultados obtenidos en la simulación del vaciado del embalse

Como conclusión final, se presenta la Figura 4, en la que se han unido los dos hidrogramas calculados en las fases 1 y 3 con una curva logística, que representa la posible evolución de caudales en la fase de rotura del cemento. En la fase 3 se ha adoptado el caso 1, que proporciona un caudal de desagüe prácticamente constante.

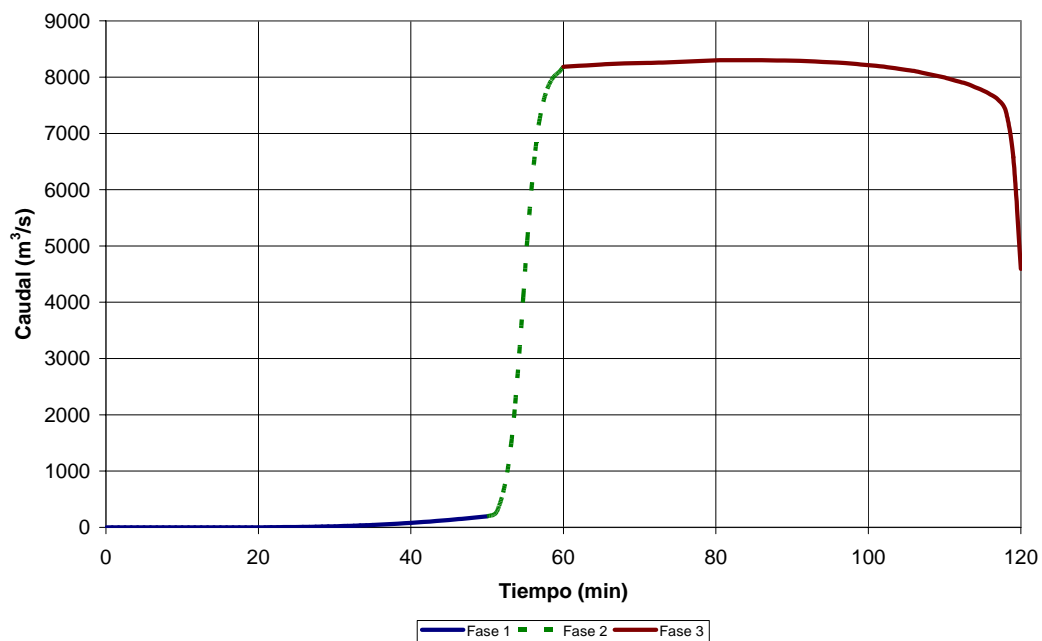


Figura 4: Hidrograma completo de la rotura de la presa.

5.- BIBLIOGRAFÍA

Bautista, J. y Muñoz, J. (1986): Las presas del Estrecho de Puentes. Confederación Hidrográfica del Segura.