

# ***Propuesta de un método simplificado para el análisis de puentes en estudios de inundación bidimensionales.***

*Cristina Prieto Sierra, Eduardo García Alonso, Raúl Medina Santamaría*

*Instituto de Hidráulica Ambiental IH Cantabria, Universidad de Cantabria. E.T.S.I. Caminos Canales y Puertos. Avda de los Castros s/n 39005, Santander, España.*

[prietoc@unican.es](mailto:prietoc@unican.es), [edelwar@gmail.com](mailto:edelwar@gmail.com), [medinar@unican.es](mailto:medinar@unican.es)

## **1 Introducción**

### **1.1 Importancia de los modelos hidráulicos 2D en la hidráulica fluvial**

Los estudios de restauración fluvial, de inundabilidad y de zonificación de riesgos son esenciales en la planificación hidrológica, en particular en los planes y proyectos que la desarrollan, así como en los proyectos para la autorización de actividades, emplazamiento de infraestructuras o edificaciones en el entorno de los ríos y en el diseño de estructuras hidráulicas. A efectos prácticos, dos variables hidráulicas condicionan el flujo en un punto: el calado y la velocidad del agua para un caudal dado. La metodología empleada para evaluarlas ha evolucionado muy rápidamente gracias a la generalización de los modelos matemáticos [1].

Los modelos bidimensionales se están convirtiendo en herramientas habituales para llevar a cabo dichos estudios, debido tanto a las mejoras en la capacidad de cálculo de los ordenadores como a la disponibilidad de datos topográficos más detallados. No obstante a estos avances, realizar un buen modelo hidráulico en dos dimensiones sigue siendo una tarea que plantea varios retos, entre los que destaca la correcta representación de las estructuras hidráulicas del tramo analizado.

### **1.2 El modelado de puentes en la hidráulica fluvial**

Las oportunidades de interacción y cruce entre las redes de infraestructura y la red hidrográfica son muy numerosas. Muchas infraestructuras de transporte han de cruzar los cursos de agua por medio de puentes, que son obras singulares, costosas y vitales para mantener el transporte, constituyendo puntos estratégicos de las vías de comunicación [2]. Atendiendo al principal motivo de fallo de los puentes, con base en los trabajos realizados por Smith ([3], [4]) y comentados por Withe et al. [5], se comprueba cómo las inundaciones son la primera causa. Esto demuestra que los aspectos hidráulicos son fundamentales en los puentes fluviales, tanto en cuanto a las consecuencias que tendrá la obra sobre el flujo, como para el diseño y emplazamiento del puente.

El nivel tolerable aguas arriba de una estructura fluvial depende de la frecuencia de la avenida, del uso del suelo local y de la relación entre el nivel y la velocidad del flujo en la abertura. Además, hay que tener en cuenta la acumulación de flotantes en la abertura. Éstos aumentan el área obstruida y provocan un ascenso del agua sobre ellos que puede contribuir notablemente a la sobreelevación, siendo los efectos de la inundación mucho peores que lo estimado bajo la hipótesis de aguas claras. Ante una nueva construcción, habrá que evaluar la forma en que pilas y estribos afectarán al comportamiento del agua, tal que la sobreelevación debida a los mismos no provoque o aumente la inundación. Por el contrario, si lo que se está analizando es una obra existente donde se producen inundaciones significativas, el objetivo será determinar si el puente es la principal causa de las inundaciones, y si es así diseñar mejoras para paliar el problema o construir una nueva estructura [6].

En definitiva, para tener una mejor caracterización del efecto que tendrá el puente en el comportamiento del flujo, surge la posibilidad, cada vez más utilizada, de aplicar modelos 2D al cálculo hidráulico de puentes, convirtiéndose así en una herramienta de gestión y planificación para la toma de decisiones.

## 2 Objetivo de la investigación

Cuando se emplean modelos bidimensionales para realizar estudios en los que interesa conocer el incremento de nivel debido a los puentes, nos enfrentamos a la complicación que supone tanto generar una malla de detalle en cada uno de ellos, como al coste computacional que conlleva la ejecución de las mismas, con cientos de miles de elementos. Por otra parte, los límites en capacidad de computación inducen habitualmente a subdividir el dominio de cálculo en tramos cortos, lo que operativamente resulta incómodo y poco eficiente.

Desde el punto de vista práctico, cuando se trata de proyectos en tramos de río largos o con muchas infraestructuras, es conveniente disponer de un **procedimiento simple para reproducir el efecto de los puentes sin tener que plasmar en la malla de cálculo su geometría detallada**. La mayor parte de los modelos de flujo 2D permiten introducir una rugosidad variable en el dominio de cálculo, asociada a cada celda o conjuntos de ellas. Esta posibilidad permite plantear una metodología genérica **basada en el incremento local de la rugosidad**, para representar el efecto de obstrucción del flujo debido a los puentes. El objeto de este artículo es doble: por un lado, se demuestra la validez de los modelos bidimensionales para reproducir el efecto de un puente, representado de forma fiel, en el flujo; por otro, se presenta una metodología sencilla para determinar la extensión y magnitud del incremento de rugosidad que se debe aplicar en un modelo bidimensional de un tramo de río con uno o varios puentes, de forma que se genere la misma sobreelevación que si se hubiera realizado una discretización de detalle. En última instancia, se persigue garantizar la validez de este procedimiento para poder llevar a cabo el modelado de tramos amplios de río, incluso cuencas completas, sin tener que introducir la geometría de los puentes.

Por lo tanto, en primer lugar se ha comprobado que el modelo bidimensional es capaz de reproducir la sobreelevación asociada a puentes de distintas tipologías y grados de obstrucción. Por ello, se compararon los resultados que daban diferentes fórmulas empíricas de sobreelevación frente a los obtenidos aplicando el modelo hidráulico SRH-2D\_v2 [7], que ha sido el elegido para realizar este trabajo. Las fórmulas usadas fueron la de Yarnell (1934) [8] (ver también [9], [10] y [11]) y el método del US Bureau of Public Roads (USBPR) [12]. Dicha comparación se llevó a cabo en 3 tipos de puentes de pilas y 3 tipos de puentes de un solo vano con abertura rectangular, en régimen uniforme y variable, en condiciones de flujo libre y fondo fijo (estos casos se describen en el siguiente apartado). Tras verificar que el modelo y las fórmulas daban valores de sobreelevación comparables, la segunda parte del artículo se centra en describir el procedimiento simplificado para reproducir el efecto de los puentes mediante un aumento local de rugosidad.

## 3 Descripción del modelo y los casos analizados

El modelo SRH-2D\_v2 resuelve las ecuaciones de onda dinámica, mediante el método de volúmenes finitos [13], en una malla híbrida no estructurada [14]. El primer paso consistió en la generación de las mallas de cálculo, para lo que se empleó la interfaz SMS [15], herramienta gráfica que permite tanto la creación de las mallas no estructuradas, como el procesado de los resultados obtenidos con el modelo.

De este modo, se crearon 6 mallas, correspondientes a tres geometrías de puentes de pilas, y otras tres geometrías de puentes de estribos con un solo vano. Al tratarse de mallas híbridas no estructuradas, se pudieron emplear elementos cuadrangulares y triangulares de distintas formas y tamaños, lo que permitió obtener zonas de distinta densidad de malla, adaptándose en función de la geometría de cada caso y del nivel de detalle deseado en la representación del flujo. Las zonas de aproximación y alejamiento del puente fueron las de mayor densidad, empleándose elementos triangulares de lados del orden de 1 m en los puentes de pilas y de 2 m para los de un vano. En la abertura en cambio fueron formas rectangulares, con lados también del orden de 1 m en los de pilas y de 2 m en los de un vano. En el resto del cauce, que se requería menos densidad, se optó por formas rectangulares en torno a los 8 m de lado. Por último, para aplicar el procedimiento simplificado se creó una sola malla, formada por elementos rectangulares, con mayor densidad de elementos en la zona donde se va a generar el incremento de rugosidad.

### GEOMETRÍAS DE CAUCE Y PUENTES

El canal empleado en las simulaciones es de sección trapezoidal, con las siguientes dimensiones: 6000 m de longitud, pendiente longitudinal 1(V): 1000(H), 50 m de anchura en su base menor, 10 m de altura y taludes de las orillas 2.5(H):1(V). Como coeficiente de rugosidad se consideró un valor de  $n=0.05$  (s/m<sup>3</sup>). El eje de cada uno de los puentes analizados se colocó sobre este canal a 4000 m del extremo aguas arriba. Se eligieron estas dimensiones para cubrir un rango de grados de obstrucción al flujo de entre el 20 y el 60%. Esto determinó la anchura de las pilas y la separación entre ellas, así como la longitud del vano. La figura 1 muestra

esquemáticamente la geometría del cauce (en el centro), con el lugar donde se ubicará el puente y los 6 tipos de puentes analizados.

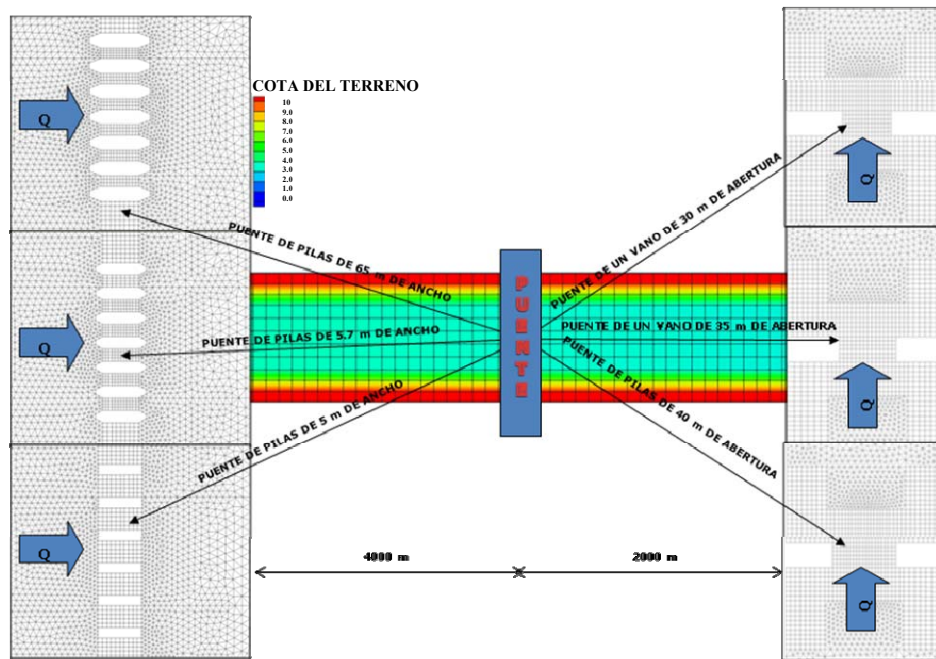


Figura 1 Tipologías de puentes simuladas

En la tabla 1 se presentan la forma y tamaño de los puentes de pilas y de los puentes de un solo vano. El grado de obstrucción “m”, causado por las dos tipologías de puentes se definió así:

$$m_{\text{puentes de pilas}} = \frac{\text{área ocupada por el puente}}{\text{área total de flujo aguas abajo}}$$

$$m_{\text{puentes de un vano}} = 1 - M = 1 - \frac{\text{caudal que deja pasar el puente}}{\text{caudal total aguas abajo}}$$

Tabla 1 Forma y tamaño de los puentes analizados

	Puentes de pilas				Puentes de un vano (b)		
<b>Anchura pilas (m)</b>	6.5	5.7	5	<b>Vano b (m)</b>	30	35	40
<b>Separación pilas (m)</b>	4.375	5.375	10	<b>Orientación estribos-flujo</b>	Paralelos		
<b>Tamaño pilas (m) (largo/ancho=4)</b>	26	22.8	20	<b>Orientación puente-flujo</b>	Perpendicular		
<b>Forma pilas</b>	Octogonal		Rectangular	<b>Forma estribos</b>	Rectangular		

## CASOS DE CÁLCULO

Generadas las mallas que contenían el cauce y los puentes, se ejecutó el modelo hidrodinámico SRH-2D con cuatro caudales constantes, que cubren un rango representativo de niveles y velocidades para un río de las dimensiones descritas. En la tabla 2 se presentan los casos que se analizaron, que se caracterizan por su caudal (Q), el calado normal aguas abajo (Yn), el número de Froude para el calado normal (Fn), la geometría (puente de pilas y puente de un vano) y el grado de obstrucción (m).

En primer lugar se calculó la hidráulica sin ningún puente, obteniéndose los calados para el régimen uniforme en todo el cauce (columna 2 de la tabla 2). Tras esto, se simuló el cauce con cada uno de los puentes obteniéndose el efecto de los mismos en el comportamiento del flujo (columnas 4 a 9 de la tabla 2).

Tabla 2 Puentes analizados en régimen uniforme

Caudal	Calado Normal	N° Froud	GRADO DE OBSTRUCCIÓN (m)					
			Puentes de pilas			Puentes de un vano		
			Ancho de pilas (m)			Abertura de vano (m)		
Q(m <sup>3</sup> /s)	Yn(m)	Fn	6.5	5.7	5	b=30	b=35	b=40
700	5.86	0,242	0,60	0,52	0,33	0,48	0,39	0,31
400	4,26	0,240	0,60	0,51	0,33	0,47	0,38	0,29
200	2,96	0,226	0,59	0,51	0,35	0,44	0,35	0,25
100	2,02	0,207	0,59	0,52	0,36	0,41	0,31	0,21

Como puede observarse en la tabla 2, el cálculo hidráulico de cada puente se hizo para cuatro caudales distintos, lo que da un total de 24 ejecuciones del modelo, más los 4 casos sin puente. Para garantizar la estabilidad en el error numérico y la convergencia del resultado del modelo, cada uno de ellos se simuló durante 40 horas con un paso de tiempo de 0.1 s. También se simuló un hidrograma de caudal en régimen transitorio, con distintas geometrías de canal. El hidrograma ensayado cubrió un rango entre 100 m<sup>3</sup>/s y 700 m<sup>3</sup>/s, y las geometrías analizadas en régimen transitorio fueron: el cauce sin puentes, el cauce con uno de los puentes de pilas (caso de pilas de 5 m de ancho) y el cauce con uno de los puentes de un vano (caso de abertura de 35 m). Como condición de contorno en el extremo aguas abajo, se dio la misma curva de tarado para los tres. Cada uno de estos casos se ejecutó 40 horas, obteniéndose resultados cada hora. Los resultados obtenidos en todos los casos, y que se omiten en este artículo por brevedad, se pueden encontrar en el informe “Cálculo de la sobreelevación debida el efecto de puentes en modelos de flujo 2D. Comparación con fórmulas empíricas y recomendaciones de trabajo” [16], que contiene el desarrollo completo de este trabajo.

El procedimiento para calcular la sobreelevación con el modelo numérico se describe a continuación. En la simulación del caso que contiene el puente, se calculó el máximo calado aguas arriba del mismo. Este valor, menos el obtenido (en el mismo lugar) al ejecutar la hidráulica sin puente dan la máxima sobreelevación.

Para los puentes de pilas, los calados máximos se evaluaron entre la 3ª y 4ª pila, empezando por la derecha (hacia aguas abajo), a una distancia de una separación entre pilas (desde la cara aguas arriba del puente en la dirección de procedencia del flujo). En los puentes de un vano, estos se calcularon dentro de la abertura, a una distancia variable aguas arriba del mismo. Distintos autores facilitaron gráficas para obtener dicha distancia, se han empleado las proporcionadas por Bradley [12] y Biery & Delleur. [17]. El primero, la calcula mediante un método iterativo en función de la máxima diferencia de nivel con respecto a la cara aguas abajo del puente, Yn y b. Las curvas dadas por los segundos permiten obtenerla en función de Fn, del radio de abertura (M) y b.

## 4 Comparación de resultados de sobreelevación obtenidos con el SRH-2D con los de las fórmulas empíricas, en régimen uniforme

Se presentan y comentan los resultados y las conclusiones extraídas de las comparaciones de los valores de sobreelevación obtenidos con el modelo numérico y con las fórmulas empíricas para el régimen uniforme. En el informe completo antes reseñado, estos puntos se describen detalladamente también para el régimen variable.

Así, en la figura 2 se muestran dos imágenes que representan en la ubicación del puente, el nivel y la velocidad para uno de los puentes de pilas (izquierda) y uno de los de un solo vano (derecha). El primero es un puente de pilas de 5.7 m de anchura y el segundo uno de un vano de 35 m, en ambos del caudal es de 700 m<sup>3</sup>/s. El valor del nivel viene dado por la escala de colores, y la magnitud y dirección de la velocidad por las flechas. En dichas imágenes se aprecia cualitativamente el enfoque teórico de la hidráulica de puentes ([18], [19] y figura 3). De este modo, se ve como el máximo incremento de nivel se produce cerca de la cara aguas arriba del puente (sección 1 fig. 3) disminuyendo hasta la sección 0 (hacia la izquierda) donde el puente no influye sobre el flujo. A la izquierda del viaducto el nivel es mayor que en las zonas de la derecha, el calado está por encima del calado normal, siendo la velocidad menor (flechas más pequeñas). Atravesada la sección 1 en el puente de un vano (fig. 2 imagen derecha) se observa la zona semicircular de descenso de nivel comentada en la literatura. También, puede verse en ambos puentes como las líneas de corriente se curvan para atravesar la abertura y el flujo se acelera a través de ella (flechas mayores), así como la localización de la sección 2 (fig.3) en la que el agua atraviesa el calado normal (zona azul clara). Las máximas aceleraciones se dieron en el centro del canal, decelerándose el flujo en los contornos exteriores. Igualmente, pueden apreciarse las zonas de separación en las

que se producen remolinos. Por último, tras pasar la sección de máxima contracción (sección 3 fig. 3), el flujo se expande hasta llenar el canal recuperando el calado normal aguas abajo, sección 4 (fig. 3). Ésta se localiza más hacia la derecha en el puente de un solo vano que en el de pilas, de ahí que el color justo aguas abajo del mismo sea azul claro (el calado es menor o igual que el del régimen uniforme).

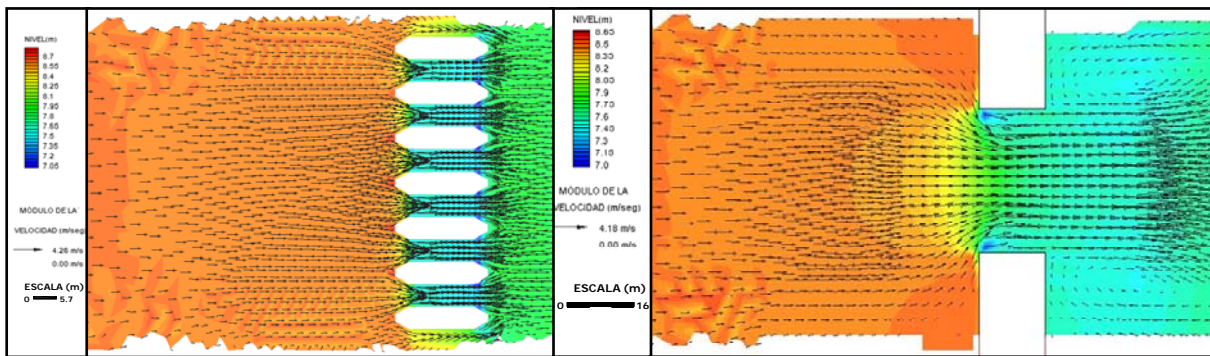


Figura 2 Velocidad y nivel en la abertura. Puente de pilas (izda.) y puente de un vano (dcha.)

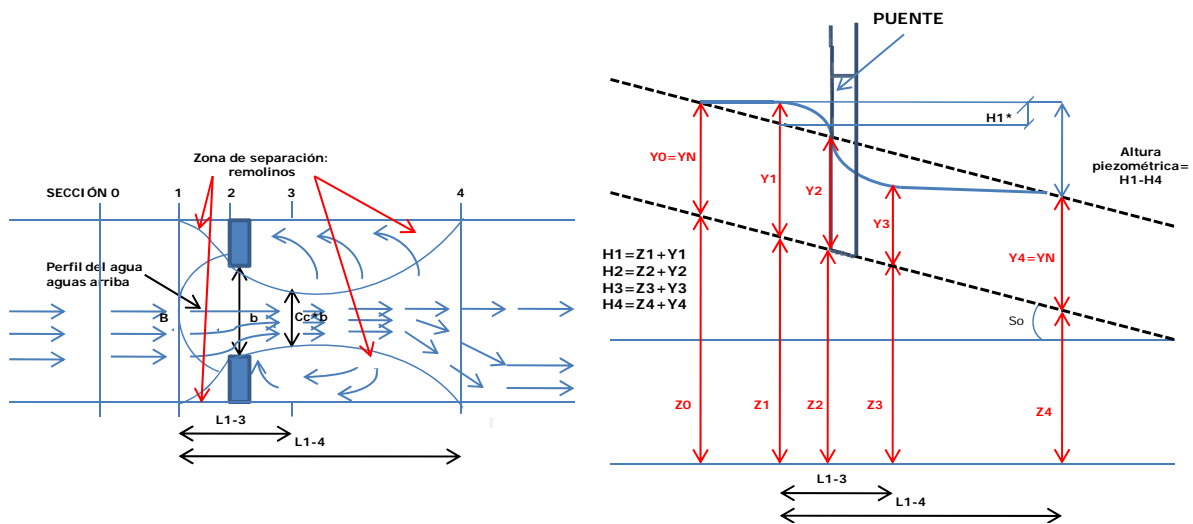


Figura 3 Enfoque teórico de la hidráulica de puentes. Planta y perfil. Régimen uniforme.

En las gráficas de la figura 4 se han representado, para los puentes de pilas y de un solo vano analizados, los caudales frente a las sobreelevaciones obtenidas con el modelo numérico y con las fórmulas empíricas. Análogamente, en la figura 5 se muestran los grados de obstrucción frente a dichas sobreelevaciones.

Al objeto de dar una visión global más clara, se comparan, resumidamente, en las tablas 3, 4 y 5 los resultados obtenidos. La tabla 3 proporciona para los puentes de pilas y de un vano, el error relativo de la fórmula respecto al modelo (en porcentaje) y los metros a los que equivale dicho error. Por su parte, la 4 y 5 dan los valores de los calados máximos junto al porcentaje que, respecto a los mismos, representa la sobreelevación obtenida, para los casos de puentes de pilas y los de un solo vano, respectivamente.

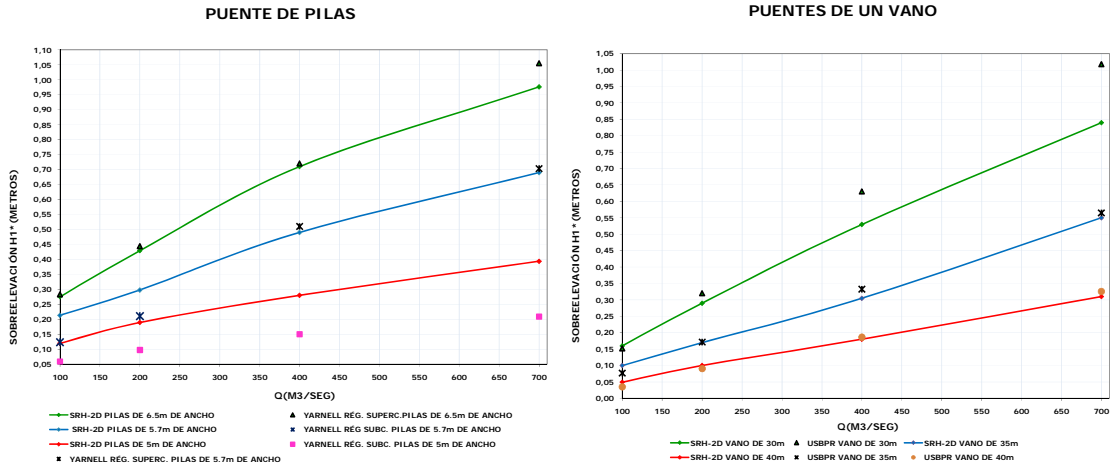


Figura 4 Caudal vs. Sobreelevación. Puente de pilas. Puente de un vano.

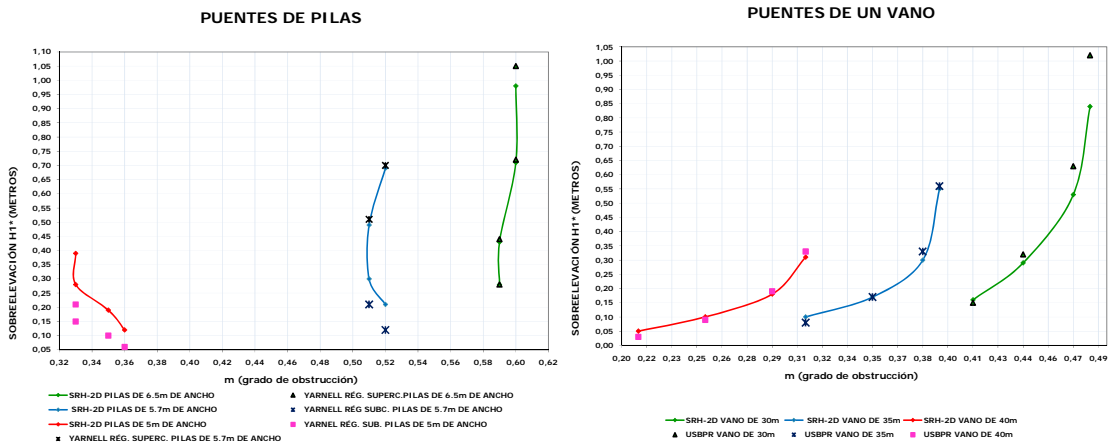


Figura 5 Grado de obstrucción vs. Sobreelevación. Puente de pilas. Puente de un vano.

Tabla 3 Comparación de resultados de sobreelevación entre las fórmulas empíricas y el modelo SRH-2D.

Error relativo en % $\frac{H_1^* \text{Yarnell} - H_1^* \text{srh-2D}}{H_1^* \text{srh-2D}} \cdot 100$			Metros sobrelev. Yarnell supera sobrelev. SRH-2D			Error relativo en % $\frac{H_1^* \text{USBPR} - H_1^* \text{srh-2D}}{H_1^* \text{srh-2D}} \cdot 100$			Metros sobrelev. USBPR supera sobrelev. SRH-2D		
Anchura de pilas			Anchura de pilas			Abertura de vano b			Abertura de vano b		
6.5 m	5.7 m	5 m	6.5 m	5.7 m	5 m	b=30m	b=35m	b=40m	b=30	b=35	b=40
7,14	1,45	-46,15	0,07	0,01	-0,18	21,43	1,82	6,45	0,18	0,01	0,02
1,41	4,08	-46,43	0,01	0,02	-0,13	18,87	9,05	3,41	0,10	0,03	0,01
2,33	-30,00	-47,37	0,01	-0,09	-0,09	10,34	0,00	-10,00	0,03	0,00	-0,01
0,00	-42,86	-50,00	0	-0,09	-0,06	-6,25	-20,00	-40,00	-0,01	-0,02	-0,02

Tabla 4 Porcentaje que representa la sobreelevación respecto al calado máximo Yarnell vs. SRH-2D. Puentes de pilas.

Caudal	Calados máximos SRH-2D (m)			% Que representa la sobreelev. respecto al calado máximo					
	Anchura de pilas			Anchura de pilas					
				6.5 m		5.7 m		5 m	
Q(m <sup>3</sup> /s)	6.5 m	5.7 m	5 m	Srh-2D	Yarnell	Srh-2D	Yarnell	Srh-2D	Yarnell
700	6,84	6,55	6,25	14,33	15,35	10,53	10,69	6,24	3,36
400	4,97	4,75	4,54	14,29	14,49	10,32	10,74	6,17	3,30
200	3,39	3,26	3,15	12,68	12,98	9,20	6,44	6,03	3,17
100	2,30	2,23	2,14	12,17	12,17	9,42	5,38	5,61	2,80

Tabla 5 . Porcentaje que representa la sobreelevación respecto al calado máximo USBPR vs. SRH-2D. Puentes de un vano.

Caudal	Calados máximos SRH-2D (m)			% Que representa la sobreelev. respecto al calado máximo					
				b=30m		b=35m		b=40m	
				Srh-2D	USBPR	Srh-2D	USBPR	Srh-2D	USBPR
Q(m <sup>3</sup> /s)	b=30m	b=35m	b=40m	Srh-2D	USBPR	Srh-2D	USBPR	Srh-2D	USBPR
700	6,70	6,41	6,17	12,54	15,22	8,58	8,74	5,02	5,35
400	4,79	4,56	4,44	11,08	13,17	6,68	7,28	4,05	4,19
200	3,25	3,13	3,06	8,92	9,85	5,43	5,43	3,27	2,94
100	2,18	2,12	2,07	7,34	6,88	4,72	3,77	2,42	1,45

A partir de los resultados y de las comparaciones entre el modelo y las fórmulas empíricas, se pueden emitir las siguientes conclusiones:

**De forma general**, se observó una tendencia de aumento de la sobreelevación a medida que lo hacía el calado o el grado de obstrucción (m). Si bien, se dan 3 casos en los puentes de pilas en los que m disminuye pero la sobreelevación aumenta, se trata de los puentes de pilas de 5.7 m de ancho y Q=200 m<sup>3</sup>/s, pilas de 5 m de ancho y Q=200 m<sup>3</sup>/s, y pilas de 5 m de ancho y Q=400 m<sup>3</sup>/s. Hecho que puede deberse a que, en éstos, el incremento de calado que se produce es más importante que el pequeño aumento experimentado en el grado de abertura.

Centrándonos en los **puentes de pilas**, aunque el trabajo original de Yarnell fue realizado para pilas prismáticas con grados de obstrucción entre 0.12 y 0.5, dicha formulación podría aplicarse a puentes de pilas con m mayores de 0.5. Para el peor de estos casos, la fórmula subestimó la sobreelevación en un 42.86% (9 cm menos que el modelo), sin embargo, la sobreelevación representaba tan solo el 5.38 % (0.12 m) del máximo calado (2.23 m).

En todos los casos de pilas de 5 m de ancho y dos de los de 5.7 m de ancho, los valores de la sobreelevación obtenida con la fórmula fueron menores que los que daba el modelo, aumentando el error a medida que disminuía el caudal. La razón puede estar en que en el resto de casos el grado de abertura es menor que el grado límite, alcanzándose en ella el calado crítico, empleándose la fórmula de Yarnell para régimen rápido, la cual da sobreelevaciones similares a las del modelo. Así, el máximo error relativo fue del 50%, esto es 0.06 m de sobreelevación con Yarnell, frente a 0.12 m con el modelo. Para los casos en que se alcanzaba el grado de obstrucción límite la fórmula dio resultados algo mayores, siendo el máximo error relativo de 7.14%. Por otra parte, en el trabajo de Yarnell (1934) los puntos aguas arriba y aguas abajo, a los que se aplica la ecuación para régimen lento, no están del todo claros. Asimismo hay que tener en cuenta que no dio valores de k para geometrías octogonales, habiéndose obtenido la sobreelevación como media de las calculadas con los casos de pilas rectangulares y pilas con tajamares formando un triángulo rectángulo.

Respecto a los **puentes de un solo vano**, en 7 de los 12 casos, el método del USBPR predijo sobreelevaciones mayores que el modelo numérico. Se observa como conforme disminuye Q o m, los resultados obtenidos con el SRH-2D\_v2 son mayores que los calculados con las fórmulas empíricas. Salvo en uno de los casos en que ambos resultados fueron iguales, en los 4 restantes los hallados con el método resultaron menores. Si bien, no se alcanzaron en ninguno sobreelevaciones mayores de 30 cm, límite superior definido por Bradley (1978) para lecho fijo, por lo que esto no debería de ser muy relevante. Las discrepancias observadas entre los resultados del modelo y la formulación analítica pueden deberse a la distancia exacta a la que se localizó la sección 1 en este trabajo respecto a la empleada en el llevado a cabo por Bradley. Como se acaba de indicar, la magnitud del error cometido no se considera muy importante, ya que, salvo en un caso, no supone una diferencia de más de 3 cm. En dicho caso, la diferencia es de 18 cm, se trata del de mayor caudal y grado de obstrucción, siendo la sobreelevación un 12.54% respecto al calado máximo (6.7 m) para el modelo y un 15.22% para la fórmula empírica. En este sentido comentar que, en un estudio de Martín-Vide, J.P. [20], para obstrucciones superiores a



0.38, a medida que m aumentaba observaron que el método de Bradley daba sobreelevaciones mucho mayores a las determinadas experimentalmente. Decir también que el máximo error relativo fue del 40% y se dio para el menor m (0.21), esto es, 0.03 m de sobreelevación aplicando el método del USBPR respecto a los 0.05 m obtenidos con el modelo, siendo el calado máximo 2.07 m.

**En definitiva**, si se introduce la geometría real de los puentes con una malla detallada en un modelo numérico 2D de tipo SRH-2D\_v2 se obtienen **sobre elevaciones comparables a las obtenidas con las fórmulas empíricas, con algunas desviaciones poco relevantes en magnitud**. Una de las ventajas de los modelos numéricos es que permiten resolver geometrías no contempladas por dichas fórmulas.

## 5 Procedimiento simplificado para representar el efecto de los puentes en modelos 2D

Como se indicó al inicio, el objetivo último de esta investigación es proponer un **método sencillo** para reproducir en modelos 2D la sobre elevación que debida a diferentes tipos de puentes se produce en un río, sin necesidad de representar en la malla la geometría real del puente. En el cuadro siguiente se exponen los **pasos** que hay que seguir para lograrlo:

### PROCEDIMIENTO SIMPLIFICADO PARA REPRESENTAR EL EFECTO DE LOS PUENTES EN MODELOS 2D

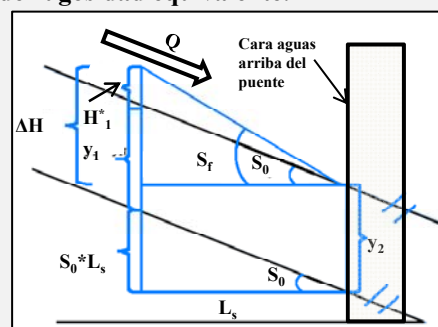
1. **Crear la malla del río sin puentes, con ella ejecutar el modelo hidráulico 2D.**
2. **Aplicar las fórmulas empíricas o datos tomados in situ para obtener la máxima sobre elevación ( $H_1^*$ ) que se produce debida al puente.**  
Si se usan las fórmulas, emplear Yarnell para los puentes de pilas y el método del USBPR en los de vanos.
3. **Hallar la distancia  $L_s$ , en la que se dará el incremento de rugosidad en la geometría simplificada.**  
Si el puente a simplificar es de vanos  $L_s$  será medio vano; si es de pilas  $L_s$  será media separación entre pilas (ver detalles en el texto del artículo).
4. **Medir los calados  $y_1$  e  $y_2$ , en la malla del río sin puentes (creada en el paso 1):  $y_1$  se mide a una distancia  $L_s$  desde el lugar donde se situaría la cara aguas arriba del puente real hacia la cabecera del río.  $y_2$  se mide en el lugar donde se ubicaría la cara aguas arriba del puente real.**
5. **Usar las fórmulas siguientes para calcular el coeficiente de rugosidad equivalente:**

$$n_{\text{equivalente}} = \frac{\sqrt{S_f} * (Rh)^{2/3} * A_{\text{flujo}}}{Q}$$

Donde:

$$S_f = \frac{\Delta H}{L_s}; \text{ siendo: } \Delta H = S_0 * L_s + H_1^* + y_1 - y_2$$

$$A_{\text{flujo}} = \text{área calculada con un calado igual a } y_1 + H_1^*$$



6. **Hacer una malla del río creando en su interior un polígono de extensión  $L_s$  llevada desde dónde se colocaría la cara aguas arriba del puente real, en dirección contraria al flujo, y de ancho el cauce más las llanuras de inundación. Dar a este polígono la rugosidad  $n_{\text{equivalente}}$  que se acaba de calcular en el paso 5.**
7. **Por último, ejecutar con esta rugosidad el modelo hidrodinámico bidimensional.**

En cuanto a la determinación de  $L_s$ , teniendo en cuenta la distancia teórica a la que se producía la máxima sobre elevación para el puente real ( $L_R$ ) dada por diferentes autores, se barajaron distintas opciones:

#### **Puentes de un vano:**

Según Bradley (1978), en cuyo trabajo se basa el método USBPR, la extensión, a la que se producía el máximo incremento de nivel, era variable aguas arriba de la cara del puente. Posteriormente, en el método modificado de Bradley [21], esta longitud se resolvió de un vano ( $b$ ), lo cual es una simplificación (la máxima sobre elevación tiende a estar cerca de la cara aguas arriba del puente cuando el grado de obstrucción es bajo, y más lejos cuando es alto). Para el caso de valles con amplias llanuras de inundación se recomienda usar  $0.5(B-b)$ , siendo  $B$  el ancho de la superficie del agua. De los métodos que proporcionaban gráficas a partir de las que sacar dicha distancia, en este apartado, se empleó la dada por el Biery & Delleur [17], la cual, a partir de los valores de  $F_n$  y



M, permitía obtener  $L_R$ . Respecto a esto, señalar que no existe una razón obvia por la que la forma de la abertura sea significativa para la localización de la sección de máxima sobreelevación [22]. Con base en lo anterior, se decidió la  $L_s$  en la que había que introducir el incremento de rugosidad, en la geometría sin puente, medida desde la cara aguas arriba del puente en dirección contraria al flujo, para lograr la  $H_1^*$  calculada analíticamente. De las distintas posibilidades, para reproducir de manera práctica tanto el incremento de nivel como su extensión, en este trabajo se emplearon las siguientes longitudes:  $b/2$ ,  $b/4$  y la obtenida a partir de la gráfica [17]. A partir de ellas, se sacó el coeficiente de rugosidad equivalente como se expuso en el paso 5 del procedimiento simplificado.

En la imagen izquierda de la figura 6 se muestran los resultados obtenidos para un puente de vano de 40 m. Las  $L_s$  analizadas fueron: 20 m ( $b/2$ ), 10m ( $b/4$ ) y 36.67m [17] y las  $n$  equivalentes obtenidas: 0.218, 0.303 y 0.166 respectivamente. En este sentido, el adelantar el máximo incremento de nivel hasta una distancia a  $b/2$  y  $b/4$  del puente fue con el fin de representar no solo el valor de  $H_1^*$ , sino también el volumen de agua al que equivalía.

Para ver si el modelo reproducía bien la  $H_1^*$ , en valor y extensión, en vez de tomar la calculada analíticamente, se empleó la obtenida con el SRH-2D\_v2 en el lugar correspondiente. De este modo, se pudo comparar el perfil que resultaba introduciendo la geometría del puente real con el obtenido empleando el método simplificado.

Con los resultados y a la vista de la gráfica, desde el punto de vista práctico, la distancia  $L_s$  que se considera óptima para estudios de inundación, fue de medio vano ( $b/2$ ). Consiguiéndose con ello representar la máxima sobreelevación tanto en valor como en volumen. Respecto a las distancias de  $b/4$  y la calculada a partir de la gráfica dada por Biery & Delleur [17]: los valores obtenidos a partir de la primera fueron similares en magnitud y extensión a los obtenidos con  $b/2$ , siendo más realistas los de este último; en cuanto a la segunda, a pesar de que representa satisfactoriamente el efecto del puente en el flujo, desprecia un volumen de agua mayor que las otras, por lo que, para estar del lado de la seguridad la opción de  $b/2$  parece también más adecuada que esta.

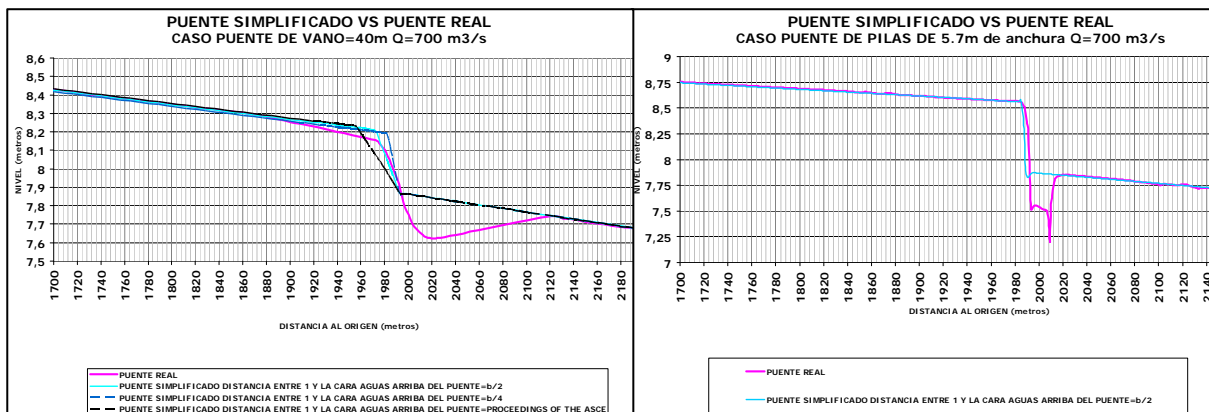


Figura 6 Nivel del agua puente simplificado y puente real. Puente de un vano. Puente de pilas.

### Para los puentes de pilas:

En estos, la distancia  $L_s$  a la que se consideró que se producía la máxima sobreelevación fue de media separación entre pilas ( $b/2$ ). Análogamente a lo realizado con el puente de un vano, se muestran los resultados para un puente de pilas de 5.7 m de ancho y caudal de 700  $m^3/s$  (imagen derecha de la figura 6). A partir de  $H_1^*$  calculada con el SRH-2D\_v2 y con  $L_s$  de 2.69 m ( $b/2$ ), se obtuvo un coeficiente de rugosidad equivalente de 1.042. El valor de  $L_s$  en este caso suele ser bajo, lo que obliga a crear una malla de mucho detalle, y a producir un incremento de rugosidad muy brusco y localizado. En ciertos casos, el usuario podrá optar por emplear un valor de  $L_s$  más alto, del orden de 1 a 2 veces la separación entre pilas, sacrificando cierta precisión, generalmente innecesaria, en la determinación de la zona de máxima sobreelevación.

Por último, cabe comentar que en ríos en los que sea previsible la acumulación de flotantes en la abertura del puente, el grado de obstrucción a partir del que se calcule la máxima sobreelevación para el método simplificado deberá incluir dicho fenómeno. Esta medida puede hacer que puentes modernos que en teoría, bajo la hipótesis de aguas claras, no presenten apenas obstrucción al flujo, resulten críticos en situación de avenida en función de los arrastres que pueda movilizar la cuenca.

## 6 Conclusiones

Del estudio presentado se deduce, para un conjunto de geometrías y casos representativos de ciertos tipos de ríos, que **los modelos bidimensionales del tipo SRH-2D son útiles para conocer el efecto de puentes de pilas y de un vano sobre el flujo, en condiciones de lámina libre y fondo fijo**. Asimismo, se observó que para calcular la

sobreelevación en régimen uniforme **las fórmulas empíricas dan resultados similares, a efectos prácticos, a las de los modelos numéricos**. A partir de ello, se ha esbozado una **metodología simplificada** para representar puentes en modelos 2D a partir del cálculo analítico de la sobreelevación en régimen uniforme. El procedimiento planteado resulta muy eficiente tanto desde el punto de vista de la complejidad de la malla como desde el de la computación, lo que permite **ahorrar esfuerzo y tiempo sin pérdida de precisión** a efectos prácticos. El método es útil para estudios de inundación o aquellos en los que se desee conocer el incremento de nivel debido a un puente, y puede emplearse a partir de fórmulas empíricas o alimentado con datos de sobreelevación medidos *in situ*. Aplicando el método mediante un entorno gráfico tipo SMS o similar, es posible evaluar de forma sencilla el efecto asociado a la remodelación, creación o eliminación de cualquier puente, sin modificar la malla de cálculo. Asimismo, permite evaluar el efecto barrera de un puente cuya geometría ha sido alterada, a efectos hidráulicos, por la acumulación de flotantes, vegetación, vehículos, etc. Este tipo de fenómenos, que resultan relevantes en ciertas cuencas y no se suelen incluir en los cálculos de peligrosidad, pueden ser representados, en primera aproximación, como un incremento estimado del grado de obstrucción del puente (m).

La validez del procedimiento descrito está limitada por rango de validez de la fórmula empírica que se utilice para definir la sobreelevación objetivo. Por otra parte, el método no debe emplearse para llevar a cabo análisis morfodinámicos que requieran el conocimiento preciso del campo de velocidades en las inmediaciones del puente (p.e. erosión en pilas y erosión local), si bien es apto para tramos largos, ya que predice de manera adecuada el incremento local de nivel y velocidad en escalas del orden de la anchura del río.

Como **futuras líneas de investigación** se proponen:

1. Análisis del efecto del puente cuando el tablero es rebasado, en régimen uniforme y régimen variable, y el método de simplificación que represente tal efecto.
2. Modificaciones del método propuesto para incluir los fenómenos de erosión local y transitoria (lecho móvil).
3. Validación del método con otras geometrías de puentes y cauces.

## 7 Bibliografía

- [1] Cea, L., Vázquez-Cendón, M.E. y Puertas, J. 2009. *El método de volúmenes finitos aplicado a problemas de ingeniería fluvial y costera*. La gaceta de la RSME. Vol. 12, Núm 1, Págs 71-03.
- [2] Martín-Vide J. P. 2006. *Ingeniería de ríos* (2ª Edición) Cataluña: Edicions UPC. p.267.
- [3] Smith, D.W. 1976. *Bridge failures*. Proceedings Institution of Civil Engineers. Part 1, 60, August, 367-282.
- [4] Smith, D. W. 1977. *Why do bridges fail?* Civil Engineering. ASCE, Nov, 58-62.
- [5] White, K.R., Minor, J. & Derucher, K.N. 1992. *Bridge Maintenance, Inspection and Evaluation*, 2nd edn, Marcel Dekker Inc., New York.
- [6] HAMILL, L. 2004. *Bridge Hydraulics*. Taylor & Francis e-Library, New York XXX. pag 9-15.
- [7] Yong G. Lai. 2008. US Bureau of Reclamation.
- [8] Yarnell, D.L. 1934. *Bridge Piers as Channel Obstructions*. Tech. Bulletin No. 442. USDA. Washington, DC.
- [9] d'Aubuisson de Voisins, J.F. 1840. *Traité d'hydraulique* 2<sup>nd</sup>, Plois, Levraut et Cie, Paris.
- [10] Nagler, F.A. 1918. *Obstruction of bridge piers of the flow of water*. Transactions of the ASCE. 82, 334-395.
- [11] Henderson, F.M. 1966. *Open Channel Flow*, Macmillan, New York. Pag 264-268.
- [12] Bradley, J.N. 1978. *Hydraulics of Bridge Waterways*, 2nd edn, USDOT/FHWA, Washington DC.
- [13] Bladé, E. Gómez, M. Modelación del flujo en lámina libre en cauces naturales. Análisis integrado con esquemas en volúmenes finitos en 1 y 2D. Monografía CIMNE N°-97, Jun 2006.
- [14] Yong G. Lai. Jan 2010. Two-Dimensional Depth-Averaged Flow Modeling with an Unstructured Hybrid Mesh, Journal of Hydraulic Engineering. Vol. 136, No. 1. pp. 12-23.
- [15] Surface-Water Modeling System, <http://www.aquaveo.com/>
- [16] Prieto, C. García, E. Enero 2011. *Cálculo de la sobreelevación debida el efecto de puentes en modelos de flujo 2D. Comparación con fórmulas empíricas y recomendaciones de trabajo*. Informe interno IH Cantabria.
- [17] Biery & Delleur. 1962. *Hydraulics of single span arch bridge constrictions*. Proceedings of the ASCE. Journal of the Hydraulics Division, 88 (HY2), March, 75-10.
- [18] Kindsvater, C. E. and Carter, R. W. 1955. *Tranquil flow through open-channel constrictions*. Transactions of the ASCE, 120, 955-992.
- [19] Tracy, H.J. & Carter, R. W. 1955. *Backwater effects of open channel constrictions*. Transactions of the ASCE. 120, 993-1018.
- [20] Martín-Vide, J.P. 2005. *Backwater of arch bridge under free and submerged conditions*, J. Hydr. Research.
- [21] Kaatz, K.J. and James, W.P. 1997. *Analysis of alternatives for computing backwater at bridges*. ASCE. J. Hydraulic Engineering, 123 (9), Sept, 784-792.
- [22] HAMILL, L. 2004. *Bridge Hydraulics*. Taylor & Francis e-Library, New York XXX . pag 155.