

EROSION FLUVIAL Y PROTECCION EN PILAS DE PUENTE:

MODELO REDUCIDO DEL PUENTE NUEVO DE MORA DE EBRO

Juan P. Martín Vide y José Dolz Ripollés*
Dres. Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos

Este trabajo se propone llamar la atención sobre la acción del agua en las pilas de los puentes, origen del fenómeno de la socavación local, responsable de un gran número de fallos de puentes. En primer lugar, se presenta un breve resumen del conocimiento actual sobre la erosión local y las medidas de protección con mantos de escollera. El núcleo del artículo es el caso del puente nuevo de Mora sobre el río Ebro, estudiado en modelo reducido debido a la complejidad geométrica de sus pilas y estribos, con el objetivo de dimensionar unas protecciones de escollera. Se trata de un modelo a escala 65, localmente erosionable, ensayado con aguas claras y con semejanza de Froude. Finalmente se comparan los resultados del modelo con las predicciones sobre erosión local y tamaño de escollera por algunas de las fórmulas más conocidas, quedando de manifiesto el carácter aproximado de estas fórmulas.

1. Introducción: problemas hidráulicos de los puentes

En 1976 un autor británico (1) reunió la información de 143 casos de fallo o rotura de puentes en todo el mundo y presentó una clasificación de sus causas: un fallo fue debido a corrosión, 4 a la fatiga, 4 al viento, 5 a un diseño inadecuado, 11 a los terremotos, 12 a un procedimiento inadecuado de construcción, 14 fallos fueron por sobrecarga e impacto de embarcaciones, 22 por materiales o ejecución defectuosos y finalmente 70 fallos fueron causados por las avenidas (de los cuales 66 fueron debidos a la socavación, un 46 %). Seleccionando los fallos o roturas más recientes el 56 % eran debidos a las avenidas.

Estos datos llaman la atención sobre la importancia de los aspectos hidráulicos en el proyecto de los puentes, entre los cuales se cuentan: la elección del caudal de proyecto, el emplazamiento del puente atendiendo a la estabilidad del cau-

ce que se cruza, su alineación respecto a la corriente, las dimensiones del vano o vanos (longitud y altura libres) y su capacidad de desagüe; la sobre-elevación aguas arriba por la obstrucción parcial del cauce de avenidas y finalmente las erosiones por estrechamiento de la corriente y las erosiones locales en pilas y estribos. Este conjunto no exhaustivo de cuestiones conforma la llamada hidráulica de puentes, que ha dado lugar a publicaciones con carácter de manual práctico, promovidas en ocasiones por las administraciones de carreteras, en países como Canadá (2), Estados Unidos (3), Francia (4) y Gran Bretaña (5). En nuestro país existe una publicación relativa a erosión fluvial en puentes (6).

Los datos anteriores parecen mostrar también que sería mucho más lo que se ha avanzado en el conocimiento del comportamiento de la estructura, las cargas, los materiales y los procedimientos de construcción que en las acciones ejercidas por el agua. A juzgar por los datos, la erosión local, causante de tan alto número de fallos de puentes, no es correctamente evaluada, ya sea por un desconocimiento del fenómeno físico o por una falta de atención al mismo en las fases de proyecto y ejecución. Creemos que no hay mo-

*Departamento de Ingeniería Hidráulica, Marítima y Ambiental, Escuela T.S. de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, Universitat Politècnica de Catalunya.

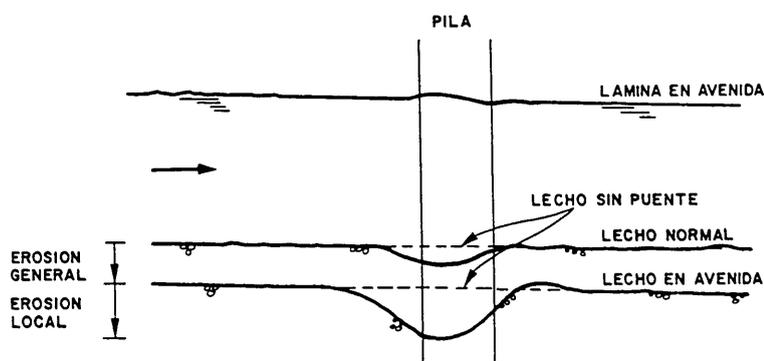


Figura 1. Esquema de las erosiones general y local en la pila de un puente. Inspirado en (6).

tivo alguno para que el grado de seguridad de los puentes con respecto a la erosión local no pueda llegar a ser tan elevado como el correspondiente a otras acciones, aun teniendo en cuenta la incertidumbre inherente a los sucesos hidrológicos extremos como las avenidas. En este artículo queremos modestamente contribuir a este objetivo, haciendo un breve resumen de lo conocido y mostrando con un caso real (puente de Mora de Ebro) la utilidad particular y general de la experimentación en modelo reducido.

2. Resumen del conocimiento actual sobre erosión local en pilas de puente

La erosión causada por el flujo alrededor de obstáculos, como pilas de puente, se llama erosión local. La explicación física del fenómeno es que alrededor de la pila se dan velocidades localmente mayores que las medias de la corriente, acompañadas de un sistema de vórtices frontales, laterales y de estela detrás de la pila. Este sistema de vórtices es el principal responsable de la socavación. Como en otros fenómenos de erosión, hay una dependencia mutua entre el flujo y el foso de socavación, de manera que a largo plazo, si las condiciones hidráulicas son permanentes, se alcanza un equilibrio en la forma y tamaño de los fosos.

Hay dos modalidades distintas de erosión local en pilas: en la primera la corriente no es capaz de poner en movimiento el material del lecho del río, pero los vórtices sí son capaces de socavar la pila, mientras en la segunda existe un transporte general de sedimentos en el lecho al mismo tiempo que la erosión local. Esta última es la modalidad normalmente presente en avenidas. La naturaleza del equilibrio del foso es distinta en uno y otro caso: en el primero no existe erosión en el foso una vez alcanzado el equilibrio (se llama erosión de *aguas claras*), mientras en el segundo caso la cantidad de material transportado por la corriente que entra en el foso se compensa con la cantidad que sale (erosión en *lecho vivo*). Curiosamente los fosos de equilibrio en las mismas condiciones permanentes son aproximadamente

iguales, aunque el proceso de erosión es más lento en el primer caso. Por otra parte, el foso máximo parece formarse si la corriente es tal que el fondo está en el límite entre el estado de reposo (aguas claras) y el de movimiento general del lecho (lecho vivo). Estas propiedades son de aplicación posterior a los modelos reducidos.

Todo lo anterior se sabe gracias a la experimentación en laboratorio, donde es posible observar los fenómenos. Las medidas de campo son raras, por la ocasionalidad de los sucesos de más importancia (avenidas) y la dificultad de medir o siquiera ver el fondo. El examen de la pila tras la avenida no indica la erosión alcanzada, pues lógicamente el foso se rellena durante la fase de descenso de caudal. Durante la avenida probablemente haya existido una erosión general del fondo, ya que la circulación de un caudal mayor implica una mayor capacidad de arrastre, erosión también invisible más tarde. Superpuesta a esta profundidad de erosión general habrá existido la erosión local correspondiente, como se esquematiza en la figura 1. Suele distinguirse aún la erosión debida al estrechamiento de la corriente por la obstrucción parcial que causa un puente, siendo la erosión total, decisiva para la cimentación, la suma de las tres componentes anteriores. El cálculo de la erosión general es más incierto que el de la erosión local y por estrechamiento.

El interés por la erosión local ha generado una larga bibliografía. Entre informes de investigación y artículos científicos, los autores (7) han encontrado unos 125 trabajos, en los que se proponen unas 70 fórmulas para el cálculo de la profundidad de erosión local en pilas, entre las cuales se pueden dar resultados diferentes en un factor multiplicativo de 8. Las fórmulas se refieren tan sólo a la erosión máxima final o de equilibrio, para régimen hidráulico permanente en el tiempo, de tipo lento (número de Froude < 1 , es decir ríos de poca pendiente) y lechos granulares. La razón principal de las discrepancias es la discusión existente todavía sobre los factores que influyen en la erosión. Las fórmulas se obtienen sobre la base de experimentos en ciertas condiciones particulares (quizá algún factor influyente no se ha considerado), a partir de los cuales es peligrosa la extrapolación a otras condiciones. Las variables que generalmente se admite que influyen en la erosión, en orden estimativo de importancia, son: la dimensión transversal de la pila (su anchura frente a la corriente, teniendo en cuenta por tanto el ángulo con que incide el agua), la velocidad de la corriente (o bien el número de Froude), la granulometría del material del fondo (no tanto el tamaño medio del sedimento como su desviación típica), la forma del obstáculo y el calado. La influencia del número de Froude y de la desviación típica granulométrica sólo se ha reconocido recientemente. Una desviación alta, por ejemplo, expresa la capacidad de acorazamiento del lecho (protección de los granos finos por los gruesos), fenómeno que reduce las profundidades de erosión. Queda sin respuesta, con todo, cuál es la influencia de las altas pendientes (altos números de Froude) y de las especiales características de las avenidas cortas y bruscas, circunstancias comunes en muchos ríos españoles.

3. Resumen del conocimiento actual sobre protecciones con mantos de escollera

Las medidas posibles para reducir el riesgo de erosión local en pilas de puente en la fase de proyecto se refieren al diseño hidráulico de las pilas. La magnitud de la erosión es mayor cuanto mayor es la anchura de la pila opuesta a la corriente, de manera que las pilas delgadas son preferibles. Las pilas y sus cimentaciones, así como los estribos, deben estar alineados con la corriente. Esta importante precaución es frecuentemente desatendida o ignorada cuando el puente es oblicuo respecto al cauce, ya que las pilas suelen disponerse perpendicularmente al eje del puente. Aceptado este principio elemental de orientación hidráulica de las pilas, subsiste en ocasiones la duda sobre el ángulo exacto de incidencia del agua en avenida. Por este motivo puede ser preferible un apoyo múltiple con varias pilas circulares que una sola pila larga de la misma anchura, que sería más vulnerable a un ángulo diferente al previsto. La forma de la pila tiene también importancia, aunque menor, en la magnitud de la erosión local, ya que las formas hidrodinámicas pueden reducir la erosión en órdenes de magnitud del 20 %. Existe discusión sobre si las zapatas o los cajones de cimentación más anchos que las pilas suprimen los vórtices o pueden por el contrario acentuarlos.

La escollera es un método eficaz y económico de protección contra la erosión local. Debe considerarse como un medio que incrementa la seguridad, sin por ello autorizar a reducir la profun-

dididad de cimentación, proyectada a tenor de las erosiones previsibles. Una de las razones de esta precaución es que la escollera necesita de un programa de inspección, mantenimiento y sustitución de los elementos perdidos o deteriorados, programa que raramente se lleva a cabo en la práctica.

El dimensionamiento de la escollera se refiere principalmente al tamaño medio (volumen o peso) de la piedra. Existe un considerable número de fórmulas y métodos que responden a cuál debe ser este tamaño, en los que generalmente la variable de mayor influencia es la velocidad de la corriente y en segundo lugar el calado de agua. Una característica de estas fórmulas es que son muy sensibles (mucho más que en fórmulas de erosión local) a estas variables, es decir a las condiciones hidráulicas presentes. Este hecho añade incertidumbre al cálculo si no existen datos fiables para predecir dichas condiciones. Las fórmulas se han propuesto a partir de consideraciones teóricas de equilibrio y ensayos de laboratorio, ya que se dispone de muy pocos datos de campo. En la experimentación existe el problema de definir un criterio objetivo de fallo de una protección, que sea también práctico para protecciones in situ, sólo observables tras la avenida. Otro inconveniente es que el énfasis de la mayoría de los métodos se pone en el cálculo de protecciones de márgenes en cauces rectos. Por estas razones no es extraño encontrar grandes discrepancias en los resultados que arrojan diversos métodos. Sobre el resto de las variables de dimensionamiento, como extensión y espesor del manto de escollera, existe menos información.

Hay dos modalidades distintas de erosión local en pilas: en la primera la corriente no es capaz de poner en movimiento el material del lecho del río, pero los vórtices sí son capaces de socavar la pila, mientras en la segunda existe un transporte general de sedimentos en el lecho al mismo tiempo que la erosión local

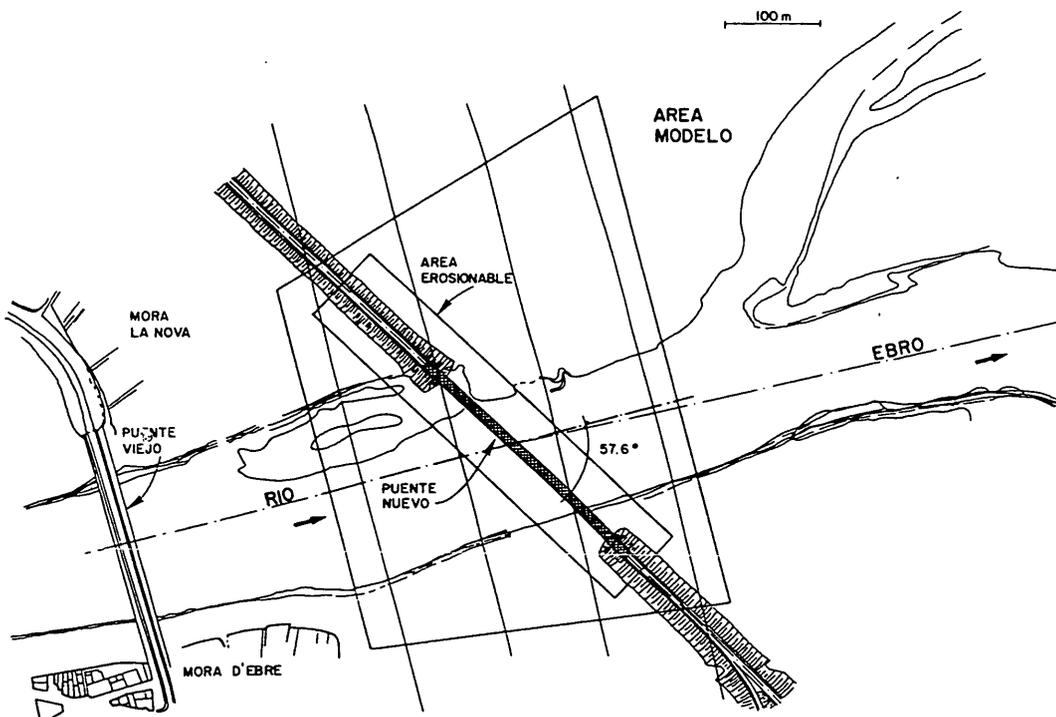


Figura 2. Planta general del emplazamiento del puente nuevo de Mora sobre el río Ebro. Se indica el área del modelo.



Figura 3. Fotografía de la pila derecha del puente nuevo. Junio 1991.

4. El caso del puente nuevo de Mora sobre el río Ebro

El puente nuevo de Mora, construido por el MOPT durante 1991-1992, en el tramo Mora d'Ebre-Mora la Nova de la carretera N-420, cruza el Ebro a unos 500 metros aguas abajo del puente viejo de Mora (fig. 2). Su eje es oblicuo con respecto al curso del río, con el cual forma un ángulo de aproximadamente 60° . El vano central es de 170 m entre apoyos, los cuales son dos pilas en forma de pirámide (fig. 3) con cimentación profunda de 6 pilotes de 2 m de diámetro cada uno. A 35 m de las pilas se encuentran 2 estribos en forma de cubo con cimentación profunda de 4 pilotes del mismo diámetro.

Tras los estudios en modelo numérico de la influencia del puente sobre el nivel de agua en las avenidas del Ebro, la Dirección de Obra (Demarcación Regional de Carreteras de Cataluña del MOPT) decidió disponer de 100 m más de vano para el paso del agua en la margen izquierda, al mismo tiempo que encargó en enero de 1992 el estudio hidráulico en modelo reducido de las obras de protección del puente a la Escuela de Caminos de Barcelona. En esta fecha la obra del puente se encontraba considerablemente avanzada, por lo que el objetivo del modelo había de ser únicamente el diseño de las obras de protección en pilas y estribos. Por el mismo motivo, estas protecciones habían de consistir en mantos de escollera cuyo dimensionamiento era objetivo del modelo.

Este objetivo obligaba a un estudio en modelo reducido, si se pretendía obtener resultados con garantía. Como se ha visto en los apartados anteriores, el cálculo de las erosiones locales y el dimensionamiento de las protecciones todavía dista mucho de ser totalmente fiable y sólo la experimentación directa de las condiciones reales del

obstáculo y su protección puede llevar a unas respuestas menos inseguras. En el caso del puente de Mora, el modelo se justifica especialmente pensando en que, tras la ampliación del vano en 100 m, el número total de obstáculos rodeados por la corriente es de 6 (fig. 4) (las 2 pilas originales, un estribo original que queda tras la ampliación como obstáculo libre y 3 pilas del nuevo vano), a los que hay que añadir dos estribos. Los 8 elementos, incluyendo los grupos de pilotes, están orientados según la carretera, no según la dirección de las aguas. La geometría de los elementos es diversa y compleja: por las formas (especialmente las pilas con forma de pirámide), por el cambio de forma en la unión con el pilotaje o la zapata de cimentación y finalmente por la orientación que ofrecen al ataque del agua. Motivos añadidos de complejidad son la morfología del cauce, con un canal de aguas bajas y una o dos llanuras de inundación, la posible influencia mutua entre obstáculos y la prevista entrada en carga de un vano entre pila y estribo, durante la circulación del caudal máximo.

Los estudios hidráulicos en modelo reducido relacionados con puentes, sin ser comunes y frecuentes, sí se encuentran en la bibliografía especializada (5, 8) para estudiar la posición o las características de desagüe de un puente en la fase de planificación o también para estudiar medidas de protección de carácter más o menos local en la fase de proyecto. Estos últimos por su naturaleza y objetivos son modelos de escala menor (más grandes en relación al natural). Un precedente destacado de estos modelos en España es el modelo a escala 66.66 del nuevo puente del Llobregat en Martorell (carretera de Vilafranca a Terrassa), ensayado en 1973 por el Centro de Estudios Hidrográficos del Cedex para la Diputación de Barcelona. El puente se emplaza en un lugar justamente célebre por la coincidencia en un congreso del Llobregat del histórico Pont del Diable y el viaducto de la autopista A-2.

5. Características del modelo: semejanza, escala, delimitación y granulometría

El modelo reducido había de reproducir los fenómenos locales del flujo alrededor de los obstáculos y servir para proyectar medidas de protección. Esto ha obligado a plantear un modelo considerablemente detallado y no distorsionado en magnitudes horizontales y verticales, para asegurar la interpretación clara de los fenómenos locales. A la escala geométrica elegida (escala 65) podemos decir que el modelo es bastante grande: se tienen calados de 18 cm, velocidades de 0,3 - 0,4 m/s y dimensiones de los obstáculos (pilas, estribos) del orden de 25 cm. Con estas magnitudes se asegura un flujo general y local suficientemente turbulento, lo que es una necesidad para evitar efectos de escala por las fuerzas viscosas. A este respecto, los números de Reynolds para la sección completa en el modelo son mayores de 10.000 y para el cauce principal mayores de 45.000.

En la concepción y operación del modelo se ha seguido la semejanza de Froude, la apropiada

para movimientos con superficie libre, dominados por la fuerza de la gravedad. Al adoptar esta semejanza y elegir la escala 65, quedan determinadas todas las restantes escalas del modelo, entre las que destacan la escala $65^{1/2} = 8,06$ de velocidades y tiempos y $65^{5/2} = 34063$ de caudales. Los caudales de estudio son $6455 \text{ m}^3/\text{s}$ y $3200 \text{ m}^3/\text{s}$. El primero, procedente de los estudios hidrológicos del proyecto del puente, se emplea para el dimensionamiento de las protecciones, mientras el segundo es un caudal de comprobación, especialmente significativo dado que fue aproximadamente el de la avenida de noviembre de 1982.

Una decisión importante es la delimitación del modelo. En un problema fluvial de naturaleza local, la cuestión es determinar qué extensión del río influye sensiblemente en el flujo local. Para ello lo mejor es replantear los límites del modelo sobre el terreno, comparándolos con los obstáculos objeto de estudio. Se ha estimado que un área de 350 m de longitud de río y del mismo orden de magnitud en anchura, en cuya diagonal se sitúa el puente (fig. 2), es suficiente para un modelo de detalle de las obras de protección. Al establecer los límites laterales del modelo se ha tenido en

cuenta la morfología del río. Estos límites definen una anchura menor que la anchura inundable por la avenida del proyecto.

Los estudios geológicos conocidos mostraban que en el área de interés para el modelo (eje del puente), se encuentra una formación de gravas de tamaño medio $D_{50} = 35,0 \text{ mm}$ y desviación típica granulométrica $\sigma_g = \sqrt{D_{84}/D_{16}} = 3,54$. En el modelo debería emplearse este material reducido a escala 65 ($D_{50} = 0,54 \text{ mm}$) aunque quizá sería demasiado fino para evitar algunos efectos de escala. De todos modos, como el objetivo del modelo son las medidas de protección frente a la erosión local, se ha optado por un modelo sólo erosionable localmente, en la región afectada por la socavación, y ensayado con aguas claras, lo que permite otros criterios de semejanza. En primer lugar, se pretende que las erosiones en el modelo sean sólo las componentes local y por estrechamiento, no la erosión general, que existirá haya o no haya puente y debería estudiarse de otro modo. Esta separación y exclusión de la erosión general es posible utilizando en el modelo un material erosionable que, cuando se ensaya el río sin puente, esté a punto de ser arrastrado por la

Se realizó un modelo bastante grande, necesario para reproducir los fenómenos locales de flujo alrededor de los obstáculos y servir para proyectar medidas de protección

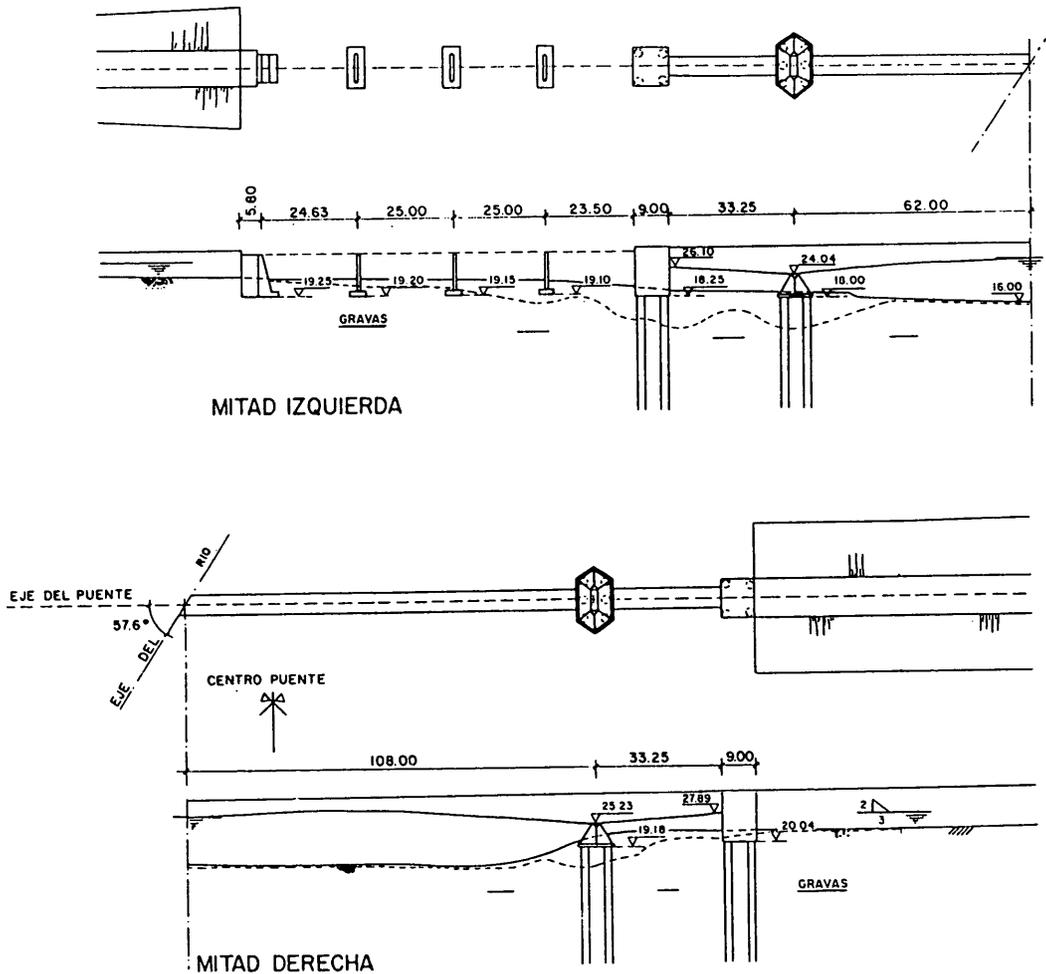


Figura 4. Planta y alzado del puente nuevo de Mora. Definición geométrica de pilas y estribos. Se indica el nivel de agua y las erosiones locales en el ensayo de $6455 \text{ m}^3/\text{s}$, así como el nivel de las gravas.

A la vista de los riesgos de erosión local, la fase principal del trabajo en el modelo ha sido el dimensionamiento de unos mantos de escollera de protección en pilas y estribos

corriente. De este modo, las erosiones observables colocando el puente serán atribuibles exclusivamente a su presencia (estrechamiento y locales). Este criterio de movimiento incipiente en ausencia de puente ha servido para elegir el material del modelo. Así, se han ensayado diferentes arenas en el fondo del modelo en ausencia de puente. La arena elegida, que mejor cumple el criterio anterior, es de tamaño medio $D_{50} = 0.81$ mm y desviación típica granulométrica 1.55. Teóricamente, según el criterio de Shields (para determinar si un tamaño de partícula es arrastrado por la corriente), el tamaño medio habría sido de 0.96 mm. La arena elegida es ligeramente mayor que la que correspondería a escala 65 a la grava natural y asimismo es más uniforme en su distribución granulométrica.

Por otra parte, hay que analizar la influencia en la erosión local de la adopción de un modelo sólo localmente erosionable, ensayado con aguas claras (sin aportación de sedimentos) y con arena un poco más gruesa y más uniforme que la grava natural a escala. Según el conocimiento del fenómeno de erosión local en pilas (aptdo. 2), el ensayo con aguas claras es correcto, la diferencia de tamaños medios cabe esperar que tenga poca influencia, mientras que la uniformidad del sedimento da lugar a erosiones mayores, porque no puede desarrollarse el fenómeno de acorazamiento. De este modo los resultados del modelo estarían del lado de la seguridad. Hay otro aspecto en el cual la decisión de emplear una arena uniforme probablemente sitúa también al modelo del lado de la seguridad respecto al prototipo: un factor de inestabilidad de un manto de escollera es el sifonamiento (pérdida del material del substrato, extraído por el flujo entre los elementos mayores de la escollera). Un material uniforme como el del modelo no tiene variedad de tamaños para formar un filtro que dificulte el sifonamiento.

6. Ajuste del modelo y ensayo de erosiones locales

La obra principal del modelo es una piscina, que incluye la alimentación del modelo, el área útil (donde se ubica el modelo propiamente dicho) y el canal de desagüe. En el área útil se ha construido la topografía y batimetría del río en fondo fijo, dejándose un rectángulo como área erosionable para ser ocupada por el puente (que se construyó independientemente en PVC) y luego ser llenada con la arena elegida. Se hizo una previsión generosa de la anchura (90 m, en prototipo) y profundidad (30 m) de esta zona erosionable para asegurar que las erosiones locales pudieran desarrollarse sin restricciones sobre material granular. En los extremos de aguas arriba y aguas abajo se han instalado dos estructuras de contorno, que consisten en láminas verticales de vidrio orientables a voluntad, a modo de persianas. Mediante la maniobra de estas estructuras se gobierna el nivel de agua en el extremo de aguas abajo y el reparto de caudal (o distribución de velocidades) entre las diferentes partes de la sección (cauce central y llanuras de inundación) tanto aguas arriba como aguas abajo.

El ajuste del modelo consiste en la determinación de la posición de estas estructuras para reproducir las condiciones hidráulicas del río. El ajuste se ha hecho antes de la colocación del puente, empleando como datos los niveles de agua y velocidades (en cauce central y llanuras) obtenidos de los estudios previos sobre los efectos de las avenidas, en los que se había realizado una modelación numérica de 4 km de río con batimetría real. Las velocidades en las llanuras se han corregido a tenor de la reducción de anchura inundada en el modelo. Además de reproducir estos datos, el ajuste, sin puente, asegura un flujo regular, con un campo de velocidades lógico, sin zonas muertas o de circulación invertida. Un ajuste más detallado que éste exigiría datos de campo muy completos de grandes avenidas.

Una vez ajustado el modelo, se han realizado los siguientes ensayos con el puente colocado: ensayos de medida del campo de velocidades, de erosión local, y de obras de protección con mantos de escollera. Los ensayos son en régimen permanente (caudal constante) y duran 3 h, tiempo que representa un día en el prototipo. La observación visual de la marcha del proceso de erosión indica que este tiempo es suficiente para alcanzar fosos de erosión en equilibrio. Las velocidades en presencia del puente sufren cambios poco importantes respecto a la situación sin puente. En el cauce central las velocidades apenas se modifican en magnitud o dirección, con valores máximos locales de 3.85 m/s (prototipo) (para 6455 m³/s).

Con respecto a las erosiones locales, es muy destacable el comportamiento global del lecho en el área erosionable del modelo (fig. 5), pues el cauce apenas sufre erosión lejos de los obstáculos (pilas y estribos), en el centro del cauce principal, mientras que experimenta fuertes erosiones locales en pilas y estribos, acompañadas por grandes lenguas o deltas de arena arrastrada detrás de ellos. Los lugares más afectados por la erosión local son la pila y estribo de la margen izquierda. La razón principal es que ambos elementos se hallan dentro del cauce principal, donde las velocidades, establecidas en el ajuste del modelo, son mayores. De los dos elementos, es la pila la que se halla expuesta a mayores velocidades, pues se interna más en el cauce, estando al borde del curso de aguas bajas. Como otros factores contribuyentes a la erosión de estos elementos hay que señalar la forma no hidrodinámica del estribo, la posición no orientada según la corriente de ambos elementos y el flujo en carga bajo el tramo de puente entre ellos (para 6.455 m³/s). La pila y estribo de la margen derecha están menos afectados por la erosión local, ya que se encuentran sobre la llanura de inundación derecha donde las velocidades son más bajas. De las pilas del vano complementario, las más próxima al cauce principal es la más afectada.

Las magnitudes de las erosiones locales se recogen en la tabla 1. Son los valores promedio para el elemento y los valores máximos para el pilote o el punto más afectado. Estas erosiones, medidas desde la cota original del terreno son, estrictamente hablando, la suma de la erosión local y la erosión por estrechamiento. Esta última

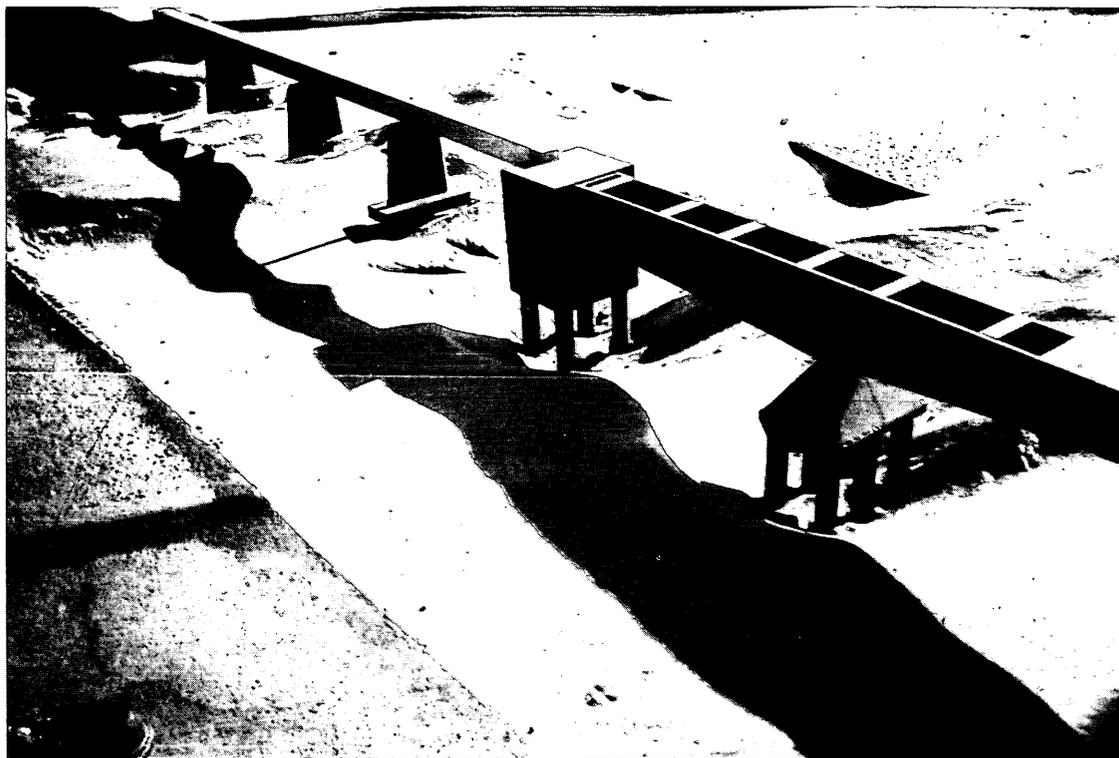


Figura 5. Foto del resultado del ensayo de 6455 m³/s. Vista de la mitad izquierda del puente. Nótese la erosión local.

se ha podido medir en el modelo como la erosión en el centro del cauce principal, lejos de la influencia de los obstáculos, obteniéndose 1.2 m. La erosión local se calcula restando 1.2 m a las cifras de la tabla.

7. Protección de escollera propuesta

A la vista de los riesgos de erosión local, la fase principal del trabajo en el modelo ha sido el dimensionamiento de unos mantos de escollera de protección en pilas y estribos. Las variables de dimensionamiento han sido el tamaño de la piedra (entre tres tamaños: 162-325, 325-815 y 815-1300 mm), la extensión horizontal de los mantos y su espesor. La cota inferior de todos los mantos ensayados se ha hecho coincidir con la cota de la base de los elementos (ver fig. 8). Esta es la solución más sencilla para la protección

de la obra ya construida. Asimismo esta profundidad del manto (de 1.20 a 3.90 m respecto al terreno original) puede ser del mismo orden de magnitud que la profundidad de erosión general del lecho en avenidas, cota óptima para colocar la protección.

En el proceso de ensayo se ha partido de unos mantos proyectados según las recomendaciones españolas (6) en cuanto a extensión y espesor, de manera que los eventuales fallos de los mantos sólo fueran atribuibles al tamaño individual de la piedra, que se desea dimensionar. El tamaño menor (162-325 mm o hasta 50 kg como máximo) es efectivamente insuficiente pues las protecciones quedan francamente dismanteladas (fig. 6). En cambio, el tamaño mediano (325-815 mm, entre 50 y 750 kg) resulta suficiente y permite ahorrar considerablemente en extensión de los mantos (fig. 7). La forma en que los obstáculos quedan protegidos manifiesta claramente las cualidades de la escollera como medida de protección: una parte del manto original permanece adosada como una aureola al obstáculo, impidiendo su socavación, mientras el resto del manto bascula y queda tapizando o acorazando el talud que se forma entre el obstáculo y las partes de alrededor, fuertemente erosionadas. Es como si la región de más intensa erosión fuera desplazada del lugar crítico para el puente (apoyos) a lugares en que es inofensiva. La adaptabilidad a erosiones en el terreno circundante da una seguridad añadida a la cota de los mantos, con respecto a la incertidumbre sobre la magnitud de la erosión general.

Se ha estudiado la posibilidad de reducción de los mantos en extensión o espesor. La conclusión es que el espesor es crítico para la eficacia de la

TABLA 1. EROSIONES EN m MEDIDAS EN EL MODELO

	Pila izda.	Estr. izdo.	Pila dcha.	1ª pila adic.
6455 m ³ /s máxima	10.60	9.95	9.00	5.85
6455 m ³ /s media	9.70	9.15	7.40	5.15
3200 m ³ /s media	5.20	5.75	2.90	2.90



Figura 6. Foto del resultado del primer ensayo de protección, constituida por piedra demasiado pequeña. La protección de la pila izquierda quedó desmantelada.

protección. Conviene interpretar en sentido generoso la regla de que el espesor sea el correspondiente a dos capas de piedra (6). En los lugares más expuestos, donde se observaban pequeños desprendimientos o también asentamientos del manto, la colocación de tres capas de piedra ha suprimido los problemas. La extensión horizontal no parece tan crítica y es bastante inferior a la extensión recomendada en la bibliografía. La solución final propuesta se presenta en la figura 8. Ha sido ensayada varias veces (ver fig. 7) observándose resultados muy repetitivos. Se han recomendado unos mantos constituidos por piedra comprendida entre 100 y 1.000 kg. Como sustrato de los mantos debe colocarse una capa de gravas gruesas con función de filtro. Como resumen del proceso de ensayo, los primeros mantos suponían unos 4.000 m³ de escollera, mientras esta cifra se reduce a 1.700 m³ en la solución final.

8. Discusión de los resultados del modelo

Los resultados del estudio en modelo reducido ofrecen la oportunidad de contrastar las predic-

ciones de erosión local y tamaño de escollera de las fórmulas más utilizadas. Con respecto a erosión local, seleccionamos la recomendada por el MOPT (6) y la recomendada por la Administración de carreteras de EEUU (3), que respectivamente son:

■ *fórmula de Laursen* $e = 1.5ka \cdot 0.67y_1^{0.33}$, en la que e : profundidad de erosión, a : anchura de la pila proyectada en la dirección normal a la corriente, y_1 : calado aguas arriba y k : constante de forma de la pila (la unidad en nuestro caso).

■ *fórmula de Richardson* $e = 2.0k_1k_2 a^{0.65}y_1^{0.35}Fr_1^{0.43}$, donde a : anchura de la pila, k_1 y k_2 : constantes de forma y ángulo de ataque, y_1 mismo significativo y $Fr_1 = V_1\sqrt{gy_1}$: número de Froude.

Puede observarse que la variable de mayor influencia es la anchura de la pila opuesta a la corriente (aptdo. 2), mientras las características hidráulicas influyen menos, a través del calado y el número de Froude. Es significativo que la segunda ecuación incluya el número de Froude, reconociendo el papel de la velocidad en la erosión local. Para $Fr_1 = 0.5$ (régimen lento) la segunda fórmula es prácticamente igual a la primera. La tabla 2 recoge los resultados de aplicar la fórmula de Laursen a los cuatro elementos más afectados y puede compararse con la tabla 1, restando en ésta 1.2 m para tener erosiones locales. Debe recordarse que las erosiones experimentales serían una cota máxima pues se han tomado decisiones del lado de la seguridad (aptdo. 5). La principal cuestión al aplicar las fórmulas es cómo tener en cuenta al mismo tiempo la pila o estribo y su grupo de pilotes. La pila y estribo ofrecen a la corriente una anchura grande (14.3 y 13.2 m respectivamente, ya que el ángulo es de 30° aproximadamente), pero cuando el fondo desciende bajo la base, empiezan a intervenir los pilotes, que presentan anchura menor. Las fórmulas tampoco pueden tener en cuenta el grupo de pilotes como tal, en el cual unas erosiones pueden alimentar a las otras, o por el contrario un pilote puede proteger a otros de la erosión, en función de su posición relativa y su distancia.

TABLA 2. EROSIONES EN m SEGUN LA FORMULA DE LAURSEN, CON LA GEOMETRIA DE PILAS Y ESTRIBOS Y LA DE UN PILOTE (en el caso de la pila adicional se trata de pila y zapata)

	Pila izda.	Estr. izdo.	Pila dcha.	1ª pila adic.
6455 m ³ /s (pila o estribo)	17.1	15.8	14.9	7.2
(pilote o zapata)	4.4	4.3	4.2	12.9
3200 m ³ /s (pila o estribo)	14.6	13.3	11.1	4.6
(pilote o zapata)	3.9	3.8	3.6	10.6

Comparando con la tabla 1, las erosiones calculadas empleando la pila o estribo son bastante mayores que las medidas en el modelo, y las cal-

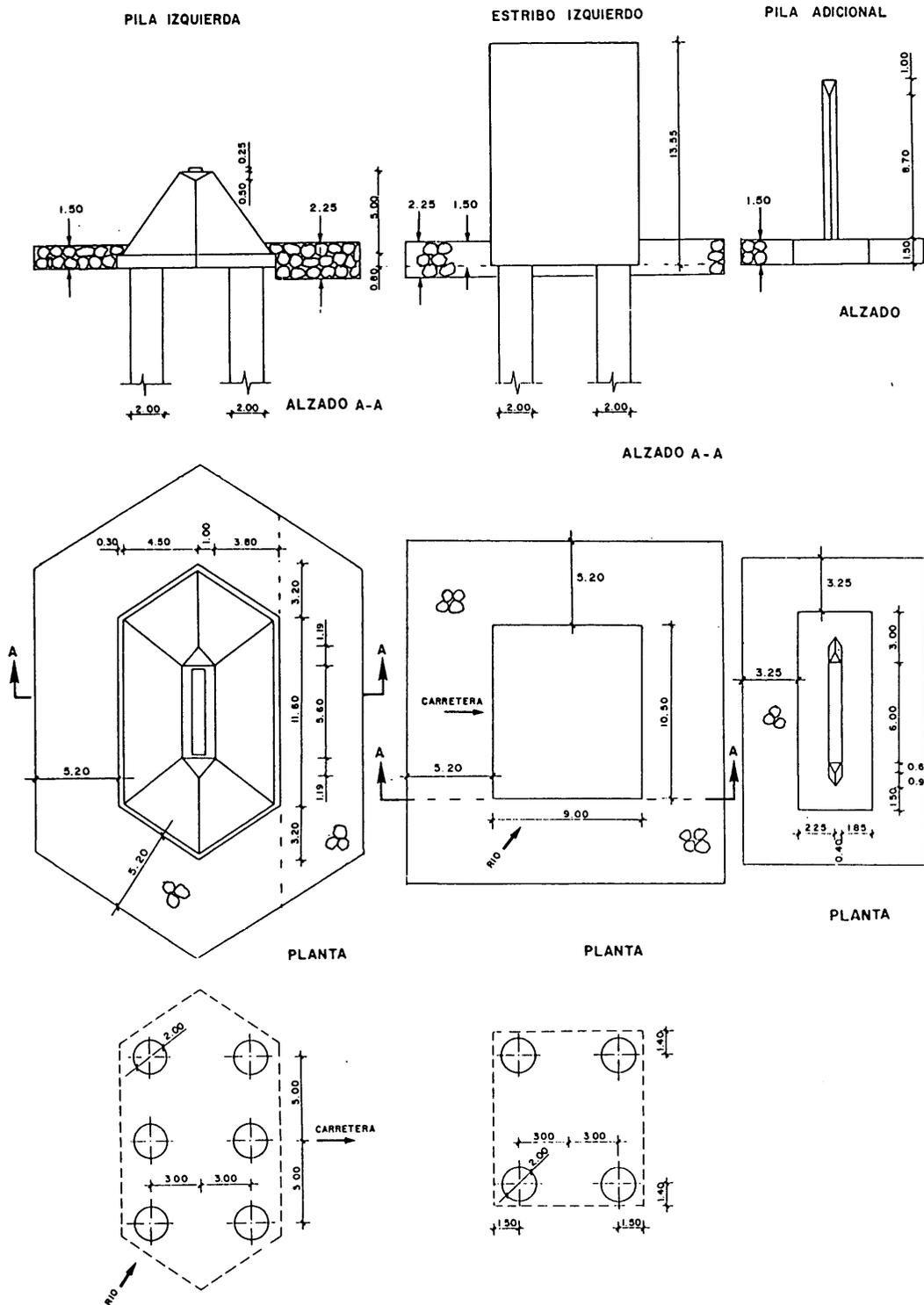


Figura 8. Definición geométrica detallada de las pilas y estribos y de las protecciones propuestas mediante el modelo reducido.

culadas empleando el pilote son bastante menores. Las predicciones son peores para el caudal de $3.200 \text{ m}^3/\text{s}$. Las erosiones con la fórmula de Richardson son semejantes pero menores, porque el número de Froude es menor que 0.5 (vale 0.285 y 0.390 para 6.455 y $3.200 \text{ m}^3/\text{s}$, lo que da resultados del 78 % y 89 % de los de la fórmula de Laursen, respectivamente). En conclusión

las fórmulas son inadecuadas para los elementos analizados. Con uno u otro criterio (pila o pilote) los resultados son muy dispares y diferentes de los experimentales. De todos modos, los resultados sí guardan la lógica de ser mayores que los experimentales, según el criterio sea teóricamente desfavorable (anchura de la pila) o favorable (anchura del pilote)



Figura 7. Foto del resultado del ensayo de la protección propuesta (6455 m³/s). La comparación con la fig. 5 es muy elocuente.

Con respecto al dimensionamiento de la escollera, seleccionamos la fórmula recomendada por el MOPT (6):

$$\frac{Cv_0}{\frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma} gD} = 1.5 K \left(\frac{R_b}{D} \right)^{1/6},$$

donde v_0 : velocidad media en la vertical del elemento, γ : peso específico de la escollera (2.65 T/m³), γ_s : peso específico del agua (1 T/m³), R_b : radio hidráulico, D : tamaño característico de la escollera, g aceleración de la gravedad (9.81 m/s²) y k : coeficiente de valor 0.85 para protecciones aisladas. El coeficiente C es específico de la escollera usada como protección de un obstáculo y vale 2 si la anchura opuesta a la corriente es mayor que $10D$. Esta fórmula puede transformarse en una expresión explícita que resulta $D = 1.82 R_b Fr^3$, donde $Fr = V_0 / \sqrt{gR_b}$ (número de Froude).

La dificultad al aplicar esta fórmula reside en estimar la velocidad media v_0 en la vertical del elemento. Los únicos datos disponibles a partir de los estudios numéricos previos son una velocidad media de 3.11 m/s en el cauce central y de 0.50 m/s en ambas llanuras de inundación, con radio hidráulico de 4.28 m (caudal 6.455 m³/s). El tamaño de escollera que resulta es de 860 mm (880 kg de peso) para obstáculos en el cauce central, donde se encuentran la pila y estribo izquierdos, y despreciable en las llanuras, en cuyos límites se hallan los otros dos elementos. Frente a esto, el modelo reducido ha permitido dimensionar protecciones, garantizadas por los ensayos, de tamaño medio 570 mm en los cuatro elementos. Debe recordarse que dada la reducción de anchura en el modelo, las velocidades en las llanuras son mayores y por ello el dimensionamiento en esa región está del lado de la seguridad.

Por otra parte, el contraste de la fórmula anterior puede hacerse también utilizando la velocidad media en la vertical, medida en el modelo. Esta velocidad en las proximidades de la pila y estribo izquierdos alcanza el valor máximo de 3.32 m/s, en los lugares en que la piedra de 570 mm fue su-

ficiente, aunque con espesor de tres veces el diámetro. Con la ecuación anterior el resultado es 1.050 mm (1.600 kg). En conclusión, la fórmula recomendada por el MOPT estaría, para el puente estudiado, del lado de la seguridad, siendo posible un ahorro en el tamaño de la piedra y dimensiones de los mantos.

Referencias

1. Smith, D.W. «Bridge failures». *Proceedings Institution of Civil Engineers*, 1, 1976, 60, Aug, pp. 367-382.
2. Neill, C.R. *Guide to Bridge Hydraulics*. Project Committee on Bridge Hydraulics, Roads and Transportation Association of Canada, Toronto, 1973.
3. Richardson, E.V.; Simons, D.B.; Julien, P.Y. *Highways in the river environment*. U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration, 1989.
4. Nicollet, G. «Hydraulique des ouvrages de franchissement des vallées fluviales». *La Houille Blanche*, n° 4, 1982, pp. 289-308.
5. Farraday, R.V.; Charlton, F.G. *Hydraulic factors in bridge design*. Hydraulics Research Station Limited, Wallingford, 1983.
6. Témez, J.R. *Control de la erosión fluvial en puentes*. Publicaciones del Ministerio de Obras Públicas y Urbanismo, Madrid, 1988.
7. «Erosión local de puentes y su cálculo». Tesis de especialidad por K. Gudehus, enero 1992; «Estudio de la erosión local en la cimentación de dos puentes proyectados sobre el río Valira» Escuela T.S. de Ingenieros de Caminos, C. y P., Barcelona, marzo 1991.
8. Zwamborn, J.A. «Umfolozi Road Bridge Hydraulic Model Investigation». *Journal of the Hydraulics Division, ASCE*, vol. 107, n. 11, Nov. 1981, pp. 1317-1333.