

## 4. ESTUDIO DE CAUCES Y TÉCNICAS PARA SU PROTECCIÓN EN PUENTES DE FÁBRICA

### 4.1. INTRODUCCIÓN

En la etapa de proyecto de un puente fluvial (entendido como cualquier estructura concebida y diseñada para salvar o cruzar un curso de agua, ya sea puente de carretera, ferrocarril, acueducto, etc.) es fundamental el estudio de la interacción estructura-cauce.

Los capítulos anteriores hacen referencia a las tipologías de cimentación de puentes de fábrica, al reconocimiento de las mismas y a sus daños. Ahora corresponde fijar la atención sobre los aspectos relacionados con el río y con la obra de paso, prestando especial interés no sólo a la acción directa del flujo (en general, bifásico agua-sedimentos), sino a todo lo relacionado con la erosión local en el entorno del puente, es decir, erosión por contracción y socavación de pilas y estribos, así como las posibles medidas protectoras o correctoras frente a estos fenómenos locales.

Y todo ello, teniendo en cuenta la naturaleza viva y, por tanto, dinámica y cambiante del cauce frente al deseado estatismo de la estructura sometida a una acción, la avenida de proyecto, de naturaleza marcadamente estocástica.



Figura 4.1. Colapso de dos puentes de diferentes épocas de construcción debidos a fenómenos de socavación. Izquierda, puente de fábrica sobre el río Llobregat en Molins de Rei [6] (1971). Derecha, puente metálico con pilas de hormigón [8].

En este capítulo se plantean y describen algunas ideas y conceptos sobre el diseño, el cálculo y las normas y recomendaciones constructivas relacionadas con los puentes de fábrica y su interacción con los cauces fluviales, o más genéricamente, puentes sobre cauces, desde el punto de vista de la interacción avenida-cauce-estructura.

En puentes de fábrica, muchas de las consideraciones que actualmente presiden los proyectos de nueva ejecución o no se conocían o, si existían, los constructores o proyectistas de la época no las podían seguir en toda su amplitud por limitaciones de diversa naturaleza. Cabe citar entre ellas, por ejemplo, las relacionadas con la dificultad que tenían los antiguos constructores para trabajar en presencia de agua, el insuficiente desarrollo de la geotecnia y de la dinámica de ríos como ciencias, la calidad de los diversos materiales de construcción y la correcta selección de la tipología de cimentación.

Conviene resaltar que, aunque en el proyecto y construcción de las cimentaciones no se hubiesen tenido en cuenta los efectos hidráulico-sedimentológicos, ni superado el resto de las limitaciones señaladas anteriormente, la “bondad” de este tipo de estructuras por su carácter masivo y su forma de trabajo ha permitido llegar hasta el presente a buena parte de ellas. Sin embargo, resulta patente en muchos casos la aparición de descálces por socavación y erosión, la pudrición de pilotes de madera, la acción química en sillares o ladrillos, la pérdida de geometría de tajamares y los procesos de aterramiento, entre otros.

La razón de ser de este capítulo acerca de las cimentaciones de los puentes de fábrica sobre cursos de agua, radica en el habitual desconocimiento de su estado y de la evolución de su comportamiento frente a la acción constante del agua y frente a la variabilidad dinámica de los cauces. Una y otra son causa de los daños mencionados anteriormente y de su importancia da razón, p. ej., la referencia [1] al atribuir a la socavación o erosión local cerca del 50% de los colapsos registrados en puentes fluviales.

Además, del estudio de cauces en puentes de bóvedas de fábrica —tipología especialmente sensible al colapso por socavación— se pueden derivar medidas de predicción y previsión de la evolución de la dinámica del cauce, así como de protección local del mismo en el entorno de la estructura, que prolongarán su vida útil. No se debe ignorar que muchos de estos puentes se utilizan en la actualidad con un tráfico superior al que fueron proyectados y que el colapso de un puente tiene, además del valor incalculable de la pérdida de vidas humanas<sup>1</sup>, un alto costo económico de la propia estructura y de consecuencias adicionales, de muy difícil valoración, como el aislamiento de algunas regiones y trauma consiguiente en el transporte de pasajeros y de carga.

Entre los problemas hidráulicos de los puentes se debe destacar, además de la consabida erosión local o socavación de pilas y estribos, la erosión producida por el estrechamiento que el puente puede suponer al paso del flujo, la capacidad hidráulica insuficiente y las acciones hidrodinámicas del flujo sobre la estructura, fundamentalmente sobre las pilas, de entidad por lo general mayor a las cargas de viento y muchas veces olvidadas por no pocos proyectistas de puentes.

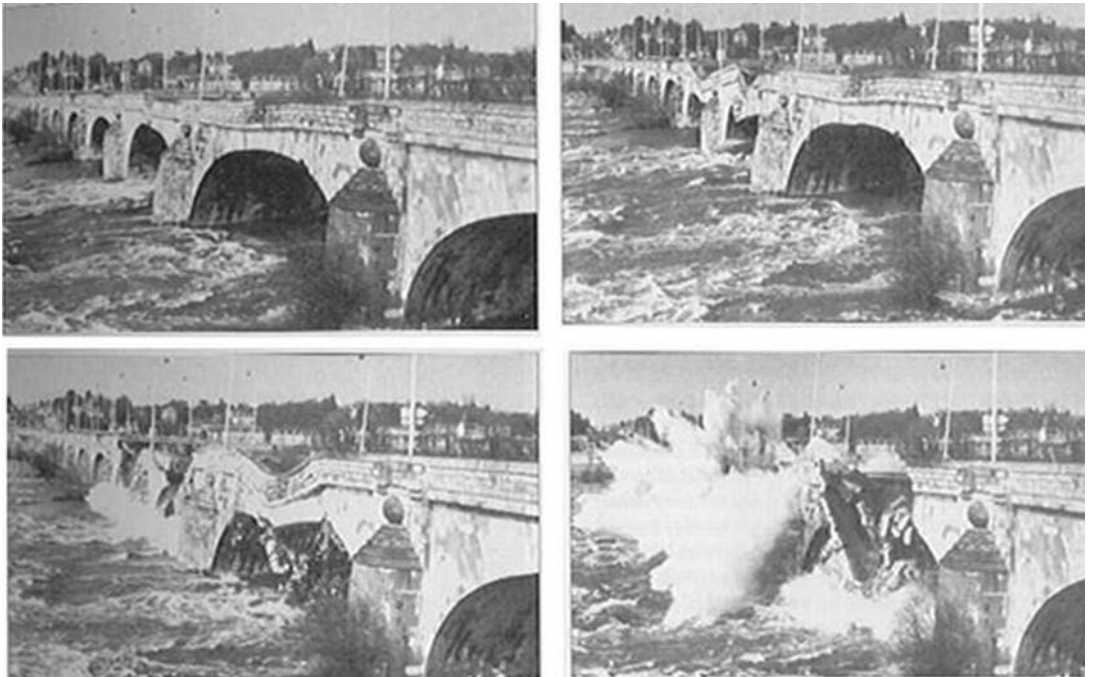


Figura 4.2. Colapso del puente Wilson en Tours (1978) como consecuencia de la socavación de la cimentación durante una avenida [5].

<sup>1</sup> Recuérdese el colapso en Portugal del puente metálico con pilas de fábrica sobre el río Duero en Castelo de Paiva en marzo de 2001, debido a la dinámica inducida del lecho y al tráfico, muy diferente al del proyecto, con 70 víctimas mortales, que provocó una gran conmoción social y política.

Estos problemas pueden presentarse de manera aislada pero no es raro que aparezcan interconectados. Piénsese, por ejemplo, en el caso de un puente como el de la figura 4.3, con sección de paso insuficiente.



*Figura 4.3. Ejemplo de puente de fábrica de capacidad hidráulica insuficiente al paso de una avenida, complicando la capacidad del cauce.*

Tal situación, al paso de una fuerte avenida, dará lugar, en primera instancia, a una erosión por contracción, pero además, para caudales correspondientes a avenidas extraordinarias, a una capacidad hidráulica insuficiente, por lo que el tablero del puente puede llegar a “mojarse” y verse por tanto sometido al empuje hidrodinámico de componente horizontal y, también a una subpresión vertical, para las cuales no estaba prevista la estructura y cuya acción combinada puede dar lugar al colapso de toda o gran parte de la obra.

En este capítulo se relacionan aquellas medidas tendentes a estimar, minimizar o corregir los errores y defectos de puentes existentes así como a identificar los aspectos relacionados con la erosión local en el entorno del puente, es decir, erosión por contracción y por socavación de pilas y estribos, así como las posibles medidas correctoras y protectoras frente a estos fenómenos locales, y ello tratando de particularizar en estructuras de fábrica, pero teniendo como referencia las recomendaciones para el diseño de puentes nuevos.

#### **4.2. CONSIDERACIONES Y RECOMENDACIONES SOBRE EL EMPLAZAMIENTO DEL PUENTE Y LA ALINEACIÓN DE SUS ELEMENTOS SUBESTRUCTURALES: PILAS Y ESTRIBOS.**

Aunque el objetivo de la presente documentación se refiere a puentes de fábrica existentes y, por tanto, con un emplazamiento de partida ya impuesto, es importante dedicar un apartado a las consideraciones del emplazamiento desde el punto de vista hidráulico y de la dinámica geomorfológica propia o inducida en el cauce por la obra en sí misma, o por otras actuaciones recientes o previstas a corto plazo en el entorno de afección del río, pues de ello depende en gran medida la seguridad de la obra.

A partir de los principios básicos de la ingeniería fluvial, que tienen en cuenta una serie de aspectos geomorfológicos e hidráulicos, se plantean las siguientes recomendaciones sobre el adecuado mantenimiento o rehabilitación del emplazamiento existente [3]:

- El lugar de emplazamiento debe ser estable en el sentido fluvial del término, es decir, el cauce no debe modificar negativamente su geomorfología con relación al puente.
- Un emplazamiento inadecuado —en un lugar inestable—, obligará a realizar obras de encauzamiento y guiado del flujo. A veces estas obras se tornan imprescindibles pues la inestabilidad puede ser generalizada y extensa. Tal es el caso de los cauces trenzados, anastomosados y tramos con meandros de márgenes erosionables. Lo mismo ocurre cuando la vía cruza un delta, llanura o abanico aluvial; en tales casos las zonas más estables son el origen (vértice o ápex) del abanico, delta o llanura, lugares donde el cauce no tiene tanta “libertad de movimiento”.
- En general, los tramos de cauce rectilíneo pero corto, son más estables que los tramos en curva. Y ello por la tendencia a la erosión lateral en la margen exterior y a la erosión del fondo en esa misma margen. Claro que en el caso de márgenes muy duras y resistentes este problema puede dejar de serlo. No obstante, no hay que olvidar la “tendencia natural” a alcanzar cierta sinuosidad, de los cauces rectilíneos de cierta longitud.
- En aquellos emplazamientos ubicados en zonas en las que el cauce sea estrecho, deberá evaluarse la capacidad hidráulica del conjunto puente-cauce al paso de avenidas de periodos de retorno altos, así como los efectos colaterales ante una eventual insuficiencia.
- El conocimiento global de un cauce o río, desde los puntos de vista hidrológico, hidráulico y geomorfológico resultará de vital importancia para estimar, prever o mantener la necesaria estabilidad del emplazamiento. En este sentido, conocer la historia del río y analizar su morfología a partir de fotografías aéreas de diferentes épocas (información histórica) más la imprescindible inspección in situ del tramo de cauce afectado (información actual) es fundamental.
- También puede resultar condicionante el que se emprendan actuaciones futuras sobre el cauce, especialmente si éstas pueden dar lugar a cambios morfológicos en el mismo que afecten a la estabilidad del emplazamiento. Tales son los casos, por ejemplo, de la construcción de una presa aguas arriba o de la extracción masiva de áridos, que pueden cambiar de manera radical la naturaleza del cauce. Desde este punto de vista resulta muy interesante la labor de planificación que debe preceder a toda actuación ingenieril.

También es importante analizar el esviate del puente respecto del cauce o, más concretamente y directamente, la dirección de sus pilas y estribos respecto de la del flujo. Esto se debe



principalmente a dos motivos fundamentales: por un lado supone una disminución de la sección hidráulica (mayor estrechamiento efectivo) y, por otro lado, una obstrucción al paso del flujo (figura 4.4).



Figura 4.4. Puente romano sobre el río Albarregas (Mérida). Obsérvese tanto en alzado (izquierda) como en planta (derecha), el apreciable esviaje ( $25^\circ$ ) entre los ejes de las secciones hidráulicas geométrica y efectiva.

En tales casos, el interés fundamental del cálculo hidráulico está en conocer la sobreelevación de la lámina libre producida aguas arriba por una determinada contracción. Debido a esta contracción, puede incluso crearse una sección crítica en la sección del puente, en cuyo caso, el estudio y cálculo del fenómeno es mucho más sencillo. Sin embargo, esta última situación es indeseable, entre otras cosas, por el coste que suponen las protecciones a ejecutar y la erosión que acompaña al resalto hidráulico que se forma aguas abajo.

La figura 4.5 [3] muestra las tipologías de flujo a través de los vanos del puente, flujo CLASE A, B o C, en función del tipo de régimen de aproximación, lento (subcrítico) o rápido (supercrítico), y de la existencia o no de energía de paso suficiente o dicho de otra manera, de que se forme o no, una sección crítica en la sección del puente.

Un flujo será de clase A cuando, siendo el régimen de aproximación subcrítico, exista energía de paso suficiente y, por tanto, no se forme una sección crítica en el puente. En este caso, se produce tan solo un pequeño remanso aguas arriba, con una sobreelevación de la lámina libre del lado de aguas arriba respecto del de aguas abajo. La velocidad del flujo es pequeña (régimen lento) y la fuerza hidrodinámica de éste sobre las pilas será “asumible”, aunque deberá, en todo caso, ser considerada. La perturbación que las pilas producen sobre el flujo es también pequeña y por ello es ésta la clase de flujo recomendada para el diseño y mantenimiento del cruce puente-cauce.

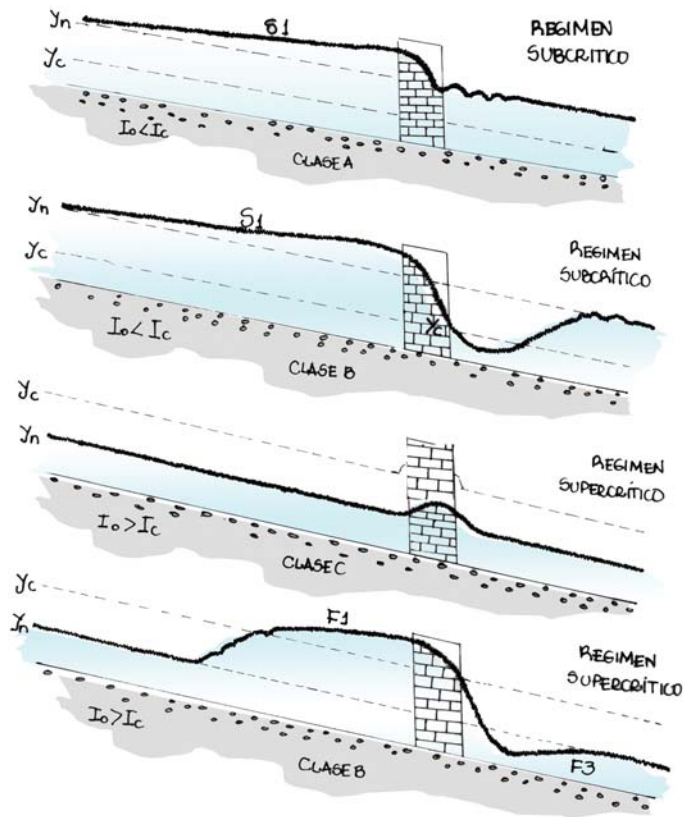


Figura 4.5. Clasificación del flujo a través de pilas de puentes. Efectos de la constricción provocada por el puente. En la figura,  $y_n$  es el calado en régimen uniforme;  $y_c$  es el calado del régimen crítico; S1 es la curva de remanso para régimen subcrítico y pendiente suave; F1 es la curva de remanso para régimen subcrítico y pendiente fuerte;  $I_0$  es la pendiente longitudinal del cauce;  $I_c$  es la pendiente de fricción del régimen crítico uniforme.

### 4.3. DAÑOS EN LA CIMENTACIÓN PRODUCTO DE LA INTERACCIÓN ESTRUCTURA-CAUCE

Es probable que un puente de fábrica ya haya tenido que soportar avenidas extraordinarias, cuyas consecuencias se pueden detectar (o no) durante una inspección, y que los procesos generadores estén latentes, activándose en futuras avenidas, por lo que la identificación resulta difícil. Aunque los asentamientos y giros tanto en pilas como estribos, agrietamientos en las bóvedas, marcas en los paramentos de la fábrica o fallos localizados se convierten en guías que desvelan la ocurrencia de cambios en las condiciones de cimentación, resulta complicado, sin embargo, determinar el margen de seguridad disponible de los puentes de fábrica a partir de una desconocida historia hidráulica. Además, no basta la inspección visual subacuática, puesto que los procesos de socavación y posterior sedi-

mentación pueden haber sustituido un determinado terreno de apoyo por otro de inferior comportamiento estructural o hidrológico sin cambios aparentes en la configuración geométrica.

En este epígrafe se describen los daños que se presentan debido a la inevitable interacción de la estructura y el cauce, cuando sobre éste se apoya una obra de paso. Pueden agruparse en dos categorías:

### 4.3.1. Daños por socavación local

La socavación local del terreno de cimentación puede producir descalces, giros o asentamientos de la cimentación (figura 4.6). Estos daños se pueden manifestar en la estructura en forma de fisuraciones y roturas de elementos estructurales e incluso el colapso total o parcial de la estructura (figura 4.7).



Figura 4.6. Diversos tipos de socavación local. A la izquierda, fosa de socavación, parcialmente rellenada tras el paso de la avenida, en el puente de La Serafina sobre la Rambla Cervera (Castellón). A la derecha, socavación asimétrica generada por el esviaje de la pila respecto al flujo, en un puente sobre el río Vernissa (Alicante).



Figura 4.7. Colapso del puente de Cervera del Maestre sobre la Rambla Cervera en octubre de 2000, por socavación local de las pilas. Se aprecia el detalle de uno de los apoyos de mampostería basculado dentro de su fosa de socavación, así como restos de las bóvedas colapsadas que se sustentaban sobre dichos apoyos.



### 4.3.2. Socavaciones localizadas y erosión general

La erosión fluvial es, en primera instancia, un fenómeno natural originado por el flujo de agua en cauces naturales, cuya incidencia es mucho más acusada en los de lecho aluvial, aunque puede afectar también, en determinadas circunstancias, a cauces en roca fuertemente meteorizada, pero también puede estar asociada a la actividad humana o catalizada por la misma, a través de la construcción de diferentes tipos de estructuras relacionadas con los ríos (presas, puentes,...) u otros tipos de actividades (extracción masiva de áridos,...).

Los problemas relacionados con la erosión fluvial pueden ser de diversos tipos. Así, cabe hacer referencia, en primer lugar, a un proceso de erosión general, asociado o no a la construcción de algún tipo de estructura, en el que se incluye también el que se produce con motivo de estrechamientos del cauce y el que tiene lugar, de manera natural, a lo largo de las márgenes cóncavas en los cauces con trazado curvo, debido al desarrollo de corrientes secundarias que se combinan con el flujo principal.

La socavación general en momentos de crecida está provocada por el incremento del poder erosivo del agua, como consecuencia de un notable aumento en la velocidad de la corriente. Ello produce la desestabilización y movilización de espesores notables del fondo del lecho. Este fenómeno temporal supone una disminución de la estabilidad de las cimentaciones durante la crecida, pero a veces también después, puesto que los materiales depositados posteriormente son, a menudo, más flojos. Esta situación comporta un riesgo añadido: los depósitos, tras una inspección batimétrica o subacuática, pueden inducir a pensar en una base firme y no dañada previamente y, por tanto, a cerrar en falso una caracterización de las condiciones de cimentación.

El estrechamiento de una sección de cauce debido a la presencia de pilas o estribos, genera un aumento de la lámina libre aguas arriba y un aumento de la velocidad tanto en este lugar como en la sección contraída donde la lámina de agua experimenta un descenso. Este fenómeno se denomina erosión local, y está íntimamente relacionado con la interposición de una determinada estructura en el flujo natural del agua. Dicha erosión local depende del tipo de estructura y está motivada por la macro-turbulencia generada en sus proximidades, superponiéndose a la erosión general indicada anteriormente.

El material del lecho es arrastrado generándose al final del proceso fosas y depósitos en las proximidades de la estructura. La figura 4.8 muestra esquemáticamente el fenómeno.

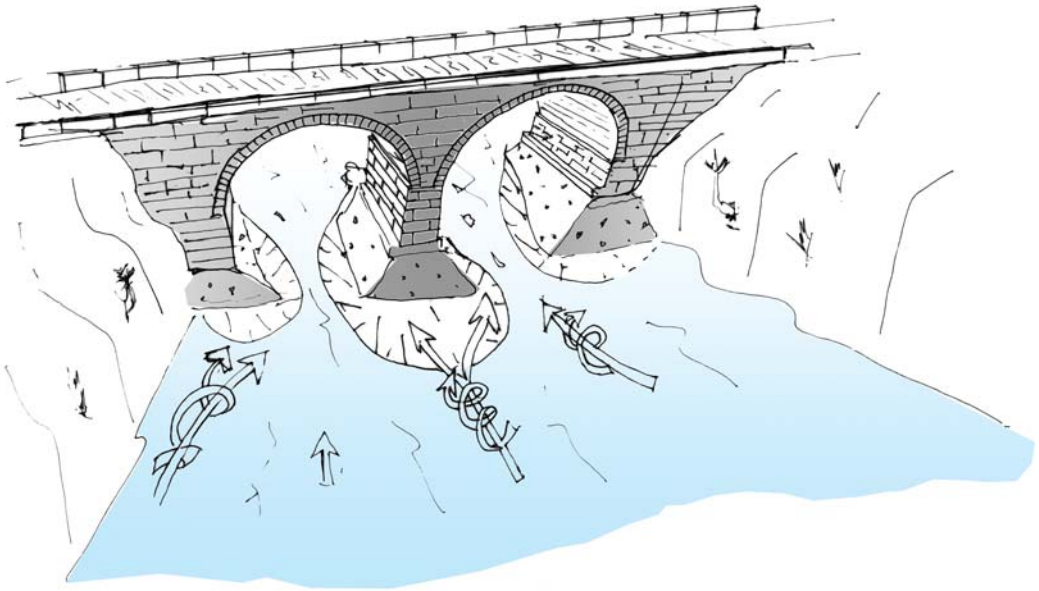


Figura 4.8. Proceso de socavación en pilas y estribos.

Analizando ambos tipos de erosión fluvial, hay que resaltar, por una parte, que la extensión del cauce a la que afecta la erosión local es mucho menor que la que resulta afectada por la erosión general. Ello puede dar lugar a pensar que su importancia es también menor. No obstante, su magnitud en profundidad y la mayor rapidez con que se desarrolla hacen que tenga un indudable interés práctico, sobre todo a la hora de considerar la estabilidad de las estructuras asociadas.

En lo que sigue, y dado el objetivo del presente documento, se centrará la atención en el caso de pilas y estribos de puentes. En el desarrollo del texto, además de abordar, a nivel cualitativo, las causas que dan lugar al fenómeno de la erosión local, se presentan algunos de los principales métodos utilizados para la estimación de las profundidades máximas de erosión [3] (apéndice 1 a este capítulo). Finalmente, se expondrán y comentarán las principales medidas de prevención o protección.

Los parámetros fundamentales que gobiernan la socavación son:

- Propiedades del fluido: densidad  $\rho$  y viscosidad cinemática  $\nu$ .
- Características del flujo: velocidad media  $U$ , calado  $y_n$ , tiempo  $t$  y aceleración de la gravedad  $g$ .

- Propiedades de los sedimentos: tamaño representativo del sedimento  $d_s$ , densidad del mismo  $\rho_s$ , curva granulométrica y estratificación del lecho.
- Características de la pila: dimensiones, forma de la pila, orientación respecto al flujo, inclinación del frente de pila. A ello hay que añadir la posible existencia de grupos de pilas a distancias reducidas y la posible acumulación de objetos flotantes frente a la pila.

La erosión local alrededor de una pila de puente está asociada a una compleja separación tridimensional del flujo aguas arriba de la pila y a una propagación de vórtices aguas abajo de la misma. En la figura 4.9 se muestra una representación esquemática del flujo alrededor de una pila cilíndrica.

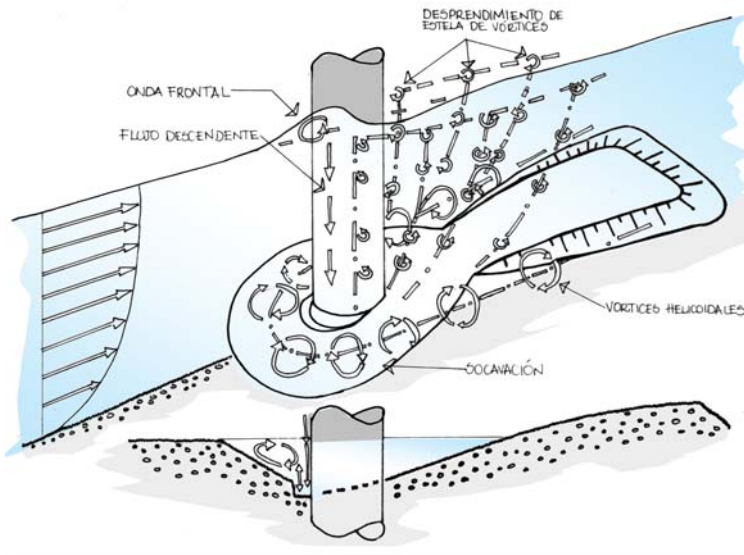


Figura 4.9. Esquema del flujo alrededor de una pila cilíndrica.

En el citado esquema de flujo se pueden distinguir los siguientes componentes:

- Flujo descendente en el frente de la pila.
- Vórtice de herradura.
- Estela de vórtices.
- Sobre-elevación frontal.

En la cara frontal de la pila, en los puntos situados en el plano de simetría de la misma, la velocidad del flujo se anula. El gradiente de presiones resultante da lugar al mencionado flujo descendente en el frente de la pila, el cual actúa como un chorro que incide contra el

lecho del cauce, lo erosiona y retorna en sentido horario, formando un vórtice de eje horizontal en el frente de la pila.

El vórtice así formado se desplaza hacia los laterales de la pila, en forma de herradura, y continúa erosionando el lecho. En este sentido, se puede afirmar que el vórtice de herradura es una consecuencia de la erosión y no una causa de ella, aunque, una vez formado, contribuye a su desarrollo. El citado vórtice se desplaza hacia aguas abajo de la pila, disminuyendo su intensidad y pasando a formar parte de la turbulencia general del flujo.

Los vórtices formados por la separación de la capa límite en la cara lateral de la pila interactúan, cerca del lecho, con el vórtice de herradura. Los denominados vórtices de estela, cuyos ejes están ligeramente inclinados hacia aguas abajo respecto a la vertical, elevan el sedimento del lecho, a semejanza de pequeños “tornados”, sacándolo de la fosa de erosión.

En la condición de aguas claras, la situación de equilibrio se alcanza cuando la acción de la tensión tangencial, el peso de las partículas del lecho y la agitación turbulenta se encuentran en equilibrio. En esta situación, las partículas de la superficie del lecho pueden sufrir ligeros movimientos, pero no serán arrastradas fuera de la fosa de erosión. Por el contrario, en la situación de lecho vivo debe existir un exceso de tensión tangencial, capaz de transportar el sedimento a través de la fosa de erosión.

Como ejemplo de la influencia de estos parámetros, puede verse en la figura 4.10 la diferencia en la extensión en planta de las fosas de socavación si la pila tiene cierto ángulo de alineamiento respecto al cauce —ocurre algo similar si el elemento es un estribo de un puente esviado—.

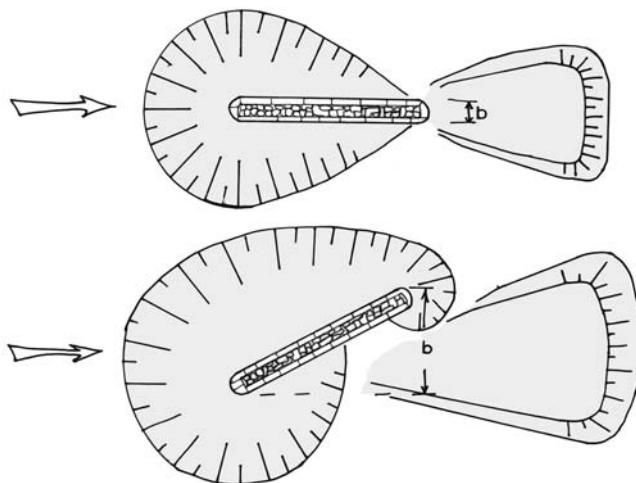


Figura 4.10. Influencia del ángulo de ataque en la forma en planta de la fosa de socavación en el entorno de pilas.

Asimismo, en la figura 4.11 se expresa la influencia de la velocidad normalizada del flujo —cociente entre la velocidad media  $U$  del flujo aguas arriba de la pila y la velocidad media crítica  $U_c$  de inicio del movimiento— y la curva granulométrica del sedimento del lecho, en la profundidad máxima de la fosa de socavación local. El concepto de “acorazamiento del lecho”, está vinculado al desarrollo de una coraza o armadura en la superficie del lecho por la acción del flujo, que arrastra los materiales más finos, quedando los gruesos en la citada superficie.

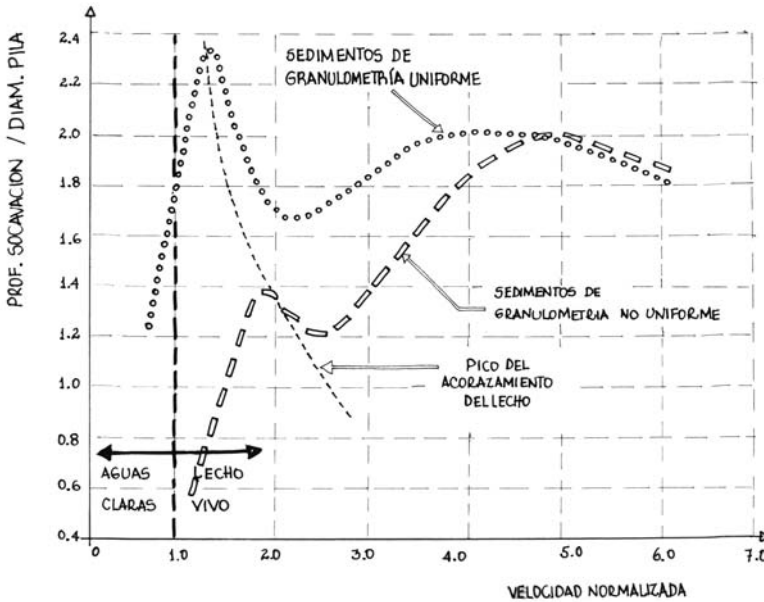


Figura 4.11. Influencia de la velocidad del flujo y de la granulometría del sedimento en la profundidad de socavación.

### Estimación de la máxima profundidad de socavación local

La gran complejidad del fenómeno ha motivado que la vía experimental en laboratorio haya sido el método de análisis más utilizado. Las medidas de campo son escasas, debido fundamentalmente a la dificultad de medir durante la fase de máxima erosión, ya que el examen de la pila tras el paso de la avenida puede no indicar de manera correcta la máxima profundidad alcanzada, pues la fosa de erosión se puede rellenar durante la fase de descenso de caudal, en caso de flujo en condiciones de lecho vivo. Hay que señalar que, aunque la investigación en situación de lecho vivo tiene mayor interés práctico (en la naturaleza predomina esta condición), resulta muy frecuente la realización de ensayos de laboratorio en situación de aguas claras, tanto por su mayor sencillez como por el hecho, constatado por diversos autores, de que las fosas de erosión en la situación final de equilibrio son muy similares en uno y otro caso.



A raíz de dichas investigaciones, se han desarrollado un gran número de fórmulas para calcular la erosión local en puentes. Casi todos los métodos de cálculo tienen como objetivo único la determinación del valor máximo de la erosión local que se establece en condiciones de equilibrio, lecho de granulometría uniforme y espesor infinito sin compactación en profundidad. La mayoría de los autores han propuesto relaciones matemáticas que corresponden a los resultados de sus ensayos. También hay autores que han obtenido sus fórmulas a partir de los resultados experimentales obtenidos por otros investigadores. En el apéndice 1 a este mismo capítulo, se exponen algunos de los métodos y fórmulas más utilizados [9].

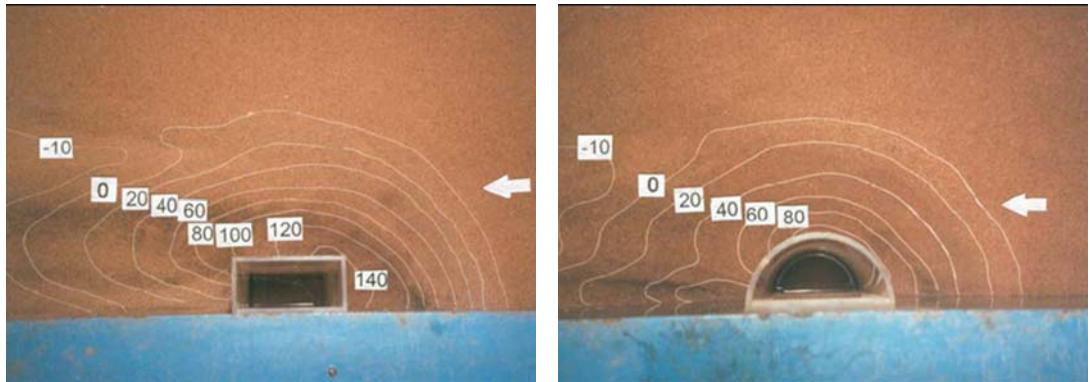


Figura 4.12. Análisis en laboratorio mediante modelo reducido físico, de las fosas de socavación en distintos tipos de estribos de puentes. Los valores numéricos positivos indican socavación, y los negativos deposición, respecto de la situación inicial.

### 4.3.3. Daños por aterramiento y pérdida de capacidad de desagüe.

Si la velocidad del flujo es inferior a la del movimiento de las partículas en suspensión o carga de fondo, éstas se depositan en el lecho. Este proceso de depósito del material de arrastre se conoce como sedimentación y si se produce cerca de un puente, puede generar que la sección hidráulica se reduzca o, peor aún, que la estructura quede enterrada.

En la figura 4.13 se muestra un estribo de un puente de fábrica después de una excavación para la construcción de una estructura adyacente. En el paramento del estribo se ven los diferentes estratos de material depositado a lo largo de los años, así como en las cercanías de las pilas cubiertas casi en su totalidad. En caso de una avenida, el puente hará efecto presa, generando presiones en tímpanos y bóvedas. Asimismo existe la posibilidad de que se produzcan daños por durabilidad debido a los periodos de humedecimiento y secado.



*Figura 4.13. Izquierda, estratificación de material de sedimentación en las paredes de un estribo. Derecha, pila semienterrada por material de arrastre.*

En las figuras 4.14 y 4.15 se muestran sendos casos de puentes históricos en lamentable (y peligroso) estado por aterramientos sucesivos.



*Figura 4.14. Puente romano en Ponte de Lima (Portugal) sobre el río Lima.*



*Figura 4.15. Puente romano de Villa del Río (Córdoba) sobre el río Salado de Porcuna.*

También puede ocurrir que el río transporte troncos y otros elementos de gran tamaño que obstruyen los vanos de paso, o que esta situación se presente por actuaciones del hombre, ya sea para obras temporales o definitivas. Al reducirse el lugar de paso del flujo la capacidad hidráulica de la sección original disminuye, corriéndose el riesgo de que sea inferior que la requerida durante la avenida de proyecto. Si el nivel libre de la lámina de agua agota el gálibo del puente, la presión hidrodinámica induce sobre la estructura estados de esfuerzos horizontales tanto en pilas, estribos y, algunas veces, en tímpanos y bóvedas. Se pueden producir también acciones verticales, en sentido contrario a las cargas gravitatorias, lo que para puentes de bóvedas podrían producir el colapso de la obra. Estas acciones horizontales y, eventualmente, verticales, rara vez se tienen en cuenta en las comprobaciones estructurales de vuelco o deslizamiento, aunque son fallos muy raros dado el gran carácter masivo de estas obras.

En la figura 4.16 se muestran dos casos de puentes, no sólo de fábrica, con diferentes efectos negativos generados por las obstrucciones por ramas y troncos.

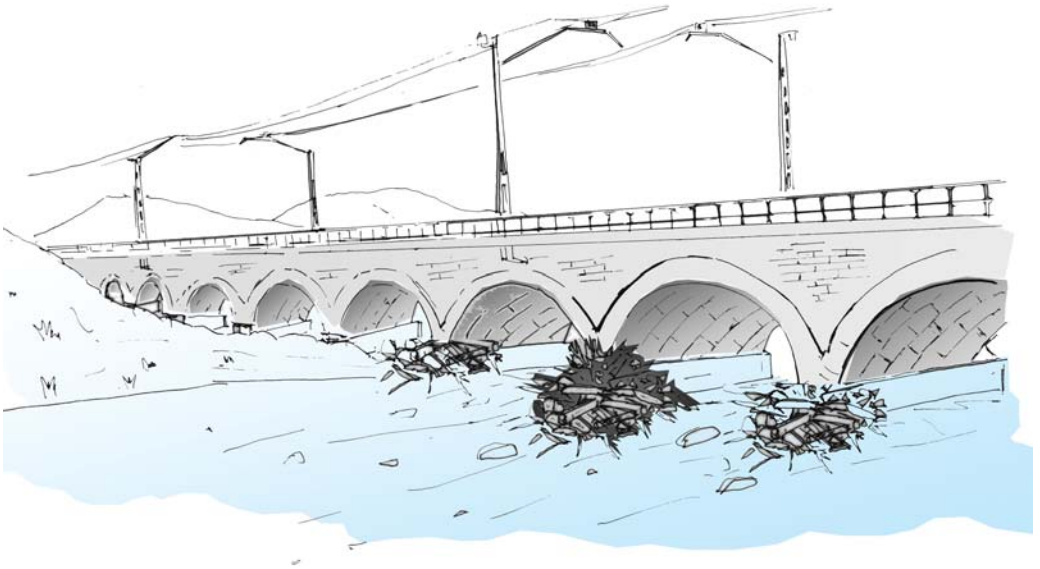


Figura 4.16. La obstrucción disminuye la sección hidráulica y aumenta la socavación localizada.



#### 4.3.4. Daños por inestabilidad dinámica del cauce

Las condiciones hidráulico-geomorfológicas del tramo de cauce en el que se encuentra inserta la estructura del puente pueden verse afectadas, en muchos casos a escala humana (frente a los cambios a escala geológica, mucho más lentos y predecibles), no sólo por actuaciones en la propia estructura, sino por actuaciones en el cauce situadas en ocasiones a grandes distancias (presas, cortas de meandros, extracciones masivas de áridos), que provocan una inestabilidad dinámica brusca y, por ende, una respuesta morfológica rápida del río, de gran alcance, en su búsqueda por una nueva situación de equilibrio dinámico acorde con dichas alteraciones antrópicas.

Con la ayuda de fotografías aéreas (figura 4.17) es posible realizar un estudio histórico de los posibles cambios que ha tenido el cauce, movimientos, formación de meandros, erosión de las márgenes, etc. Este estudio inicia los trabajos de geomorfología fluvial, que permitirán valorar cualitativamente si es necesario realizar obras de encauzamiento y guiado del flujo en el entorno de la estructura del puente.

*Figura 4.17. Fotografías aéreas de la isla del río Ter en su confluencia con el río Onyar en Girona. Se observa la profundización del tramo final del Ter en dos brazos bien formados, lo que repercute en la fijación de la isla y aumento de la vegetación en la misma, y la repercusión en la concentración del flujo y erosión en ciertos vanos de los puentes situados inmediatamente aguas arriba.*

En los cauces aluviales, en los que se ubica un buen porcentaje de los puentes de fábrica, una de las manifestaciones más habituales de la dinámica fluvial inducida por actuaciones antrópicas, es el movimiento (migración) de meandros, que se manifiesta mediante procesos de erosión y sedimentación actuando simultáneamente. La magnitud de los movimientos laterales puede variar en función de la estructura geológica y biológica de la margen del río, así como de las características del flujo.



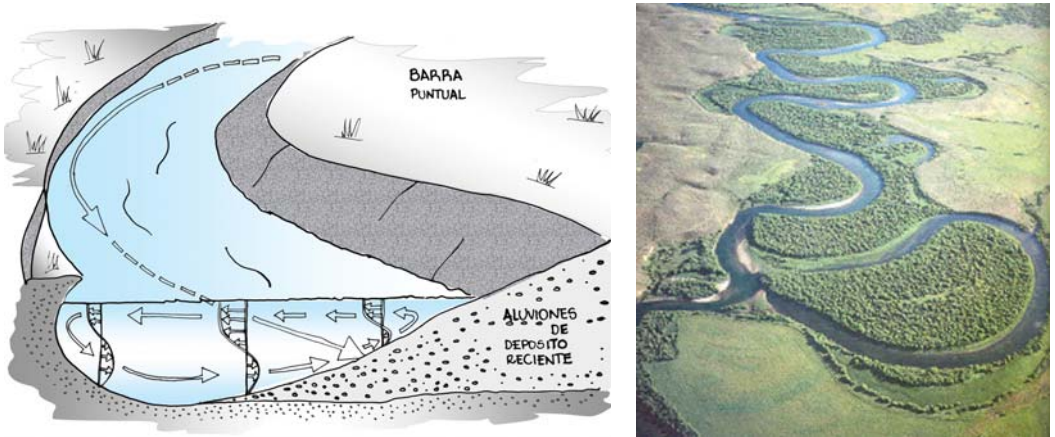
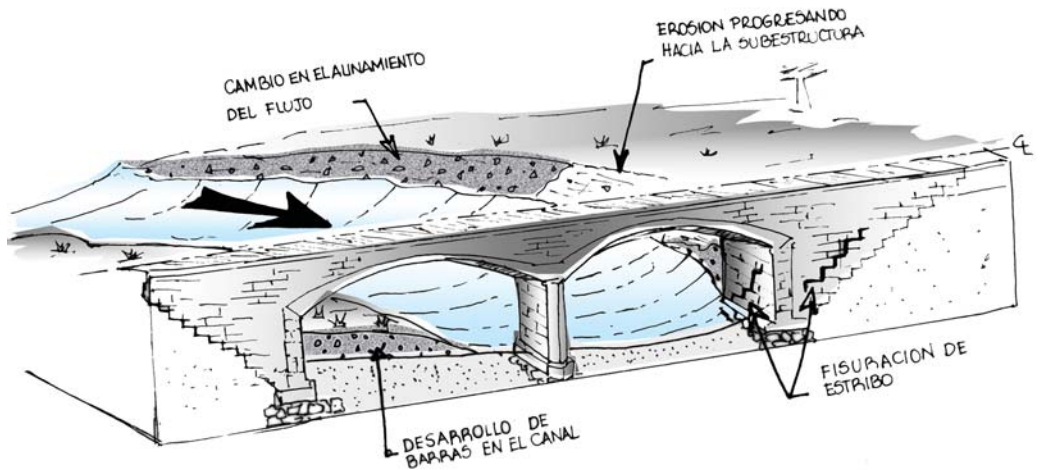


Figura 4.18a. Proceso de evolución y migración de meandros.

Los flujos en curva presentan características helicoidales, fruto de la combinación de la velocidad principal (según la traza curvilínea del río) y de los flujos secundarios (generados por la fuerza centrífuga en la sección transversal). Las corrientes superficiales se dirigen hacia las márgenes exteriores (cóncavas) erosionándolas, mientras que las corrientes de fondo se dirigen hacia las márgenes interiores (convexas) depositando los productos de la erosión. Como consecuencia de este proceso, en la curva exterior domina la erosión, mientras que en la curva interior domina la sedimentación. La sección transversal de una curva en planta de un río presenta una pendiente transversal típica como se muestra en las figuras 4.18a y 4.18b.



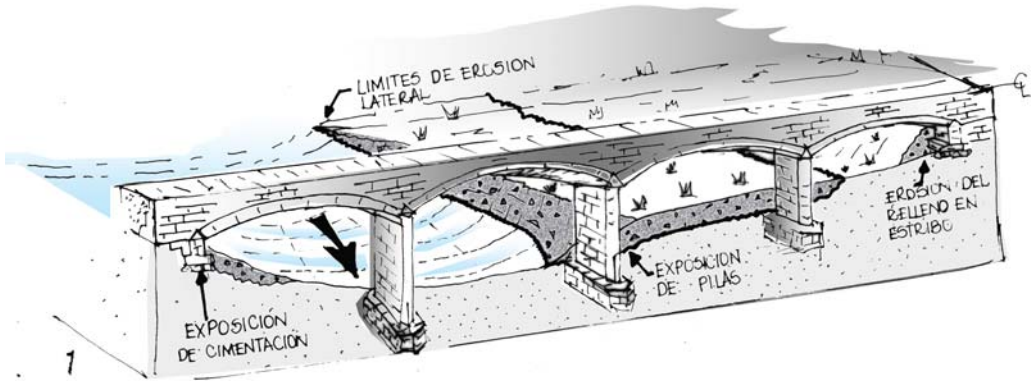


Figura 4.18b. Procesos de geomorfológicos en ríos en inmediaciones de un puente.

#### 4.3.5. Daños químicos y biológicos

Debido a la heterogeneidad de los materiales con los que están construidas las estructuras de fábrica y por el constante contacto con el agua en los elementos de cimentación, los pilotes y encepados generalmente se ven más alterados por daños de durabilidad. Es común encontrar en una inspección de rutina pérdidas de morteros por disolución de cal, abrasión de las piezas, pudrición de pilotes de madera, etc., que pueden dar lugar a giros y asentamientos de la estructura.

#### 4.4. ESTUDIO DE LA INTERACCIÓN CAUCE-ESTRUCTURA

Las medidas de corrección deben realizarse siguiendo planes detallados y bajo especificaciones o normas constructivas. A medida que se vayan implementando y necesitando, éstos se complementarán con disposiciones adicionales. En la formulación del plan de acción para la protección de las subestructuras del puente, dependiendo del estado de la situación, es necesario considerar los siguientes aspectos:

- Evaluación de la vulnerabilidad. Monitorización del puente antes y después de grandes avenidas.
- Selección y diseño de las medidas de protección.
- Programación de la construcción de las protecciones.

#### 4.4.1. Evaluación de la vulnerabilidad

La evaluación de la seguridad de la cimentación de un puente de fábrica no sólo depende de sus condiciones estructurales, sino que existe cierto grado de vulnerabilidad en el cauce que salva. La cuestión es ¿cómo se puede estimar el riesgo en la interacción cauce-puente? Una primera respuesta puede obtenerse tras realizar una inspección que permita registrar las variables que pueden hacer vulnerable el puente en relación al cauce [6, 8].

Para ello se hace necesario estimar objetivamente el riesgo potencial de colapso del puente, frente a una avenida extraordinaria, atendiendo a la hidráulica fluvial, basándose en parámetros geomorfológicos del cauce y en la propia hidráulica del puente. Indudablemente los grados de libertad y las incertidumbres que pueden recogerse de estos parámetros son elevados, por cuanto la propia dinámica del cauce no permite, como en el caso del puente, establecer criterios sistemáticos que otorguen exactitud en la inspección. Además, puede ser que en el momento de la inspección no se hayan manifestado signos (socavaciones ligeras, leves descalces, depósitos de acarreos,...) que puedan indicar de forma evidente que existe riesgo. Esto lleva a considerar, en la evaluación del conjunto puente-cauce, un riesgo potencial y no un riesgo certero, gobernado por las relaciones cualitativas y cuantitativas entre todas las variables que se consideren.

En esta primera toma de contacto visual con el estado del puente se debe considerar una serie de datos realistas para la evaluación de su estado. Estos datos, extraídos del documento IS-1 [6], elaborado por el Ministerio de Fomento (2001), pueden agruparse atendiendo a la siguiente clasificación:

- Datos de definición de pilas y de estribos y de sus cimentaciones:
  - localización (en el cauce, en las márgenes o en las llanuras de inundación);
  - orientación con respecto al cauce;
  - ángulo de ataque con respecto al flujo de aguas altas;
  - forma de la subestructura (hidrodinámica o no);
  - material de la subestructura (mampostería, sillería, hormigón en masa, etc.);
  - tipología de la cimentación (zapatas, pilotes de madera).
- Datos observados relativos a daños existentes en la estructura:
  - asentamientos o giros de la cimentación;
  - apertura de llagas o pérdida de sillares en puentes de sillería;
  - fisuras en la estructura como consecuencia de movimientos de las cimentaciones;

- rotura de elementos frágiles del equipamiento del puente;
- erosiones o pérdidas de material en tajamares, pilas o muros de estribos.
- Datos de definición de las protecciones de la subestructura:
  - tipo de protecciones de la subestructura (muros de escollera, de gaviones, etc.);
  - tipo de protección del lecho del río bajo el puente;
  - estado de dichas protecciones.
- Datos de definición del cauce aguas arriba y aguas abajo del puente:
  - tipo de cauce (constante y estable, trenzado, anastomosado, torrencial, etc.);
  - perfil del cauce (pendiente, anchura, existencia de meandros, etc.);
  - material del lecho del río;
  - material de las márgenes del río;
  - existencia de barras;
  - existencia de obstrucciones;
  - evidencias de extracción de áridos en las proximidades;
  - afección de las mareas.
- Datos de definición del cauce bajo el puente:
  - ángulo de desvío del curso de agua aguas arriba;
  - calado máximo;
  - distancia del tablero a la lámina de agua;
  - material del lecho del río;
  - existencia de protecciones del cauce bajo el puente (encachados, contrabóvedas, etc.).
- Datos observados relativos a deterioros en el cauce:
  - existencia de fosas de socavación en pilas y estribos;
  - erosión en márgenes;
  - contracción del cauce;

- evidencias de sobrepaso de la estructura;
- evidencias de cambio de la orientación del flujo de agua;
- aterramientos y depósito de materiales transportados por el río;
- daños en las protecciones de las márgenes;
- daños en las protecciones del lecho.

Los resultados de una inspección visual del entorno cauce-puente pueden ser empleados para tener una primera estimación de la situación de la obra frente a eventuales avenidas. También pueden ser utilizados como punto de partida de un estudio de detalle posterior, conforme se presenta a continuación. Así, en general, cuando se acomete un estudio de detalle del conjunto cauce-puente es para conocer, de forma aproximada, la magnitud de una cierta socavación o sus efectos sobre la estructura. Para ello se suelen acometer los siguientes trabajos:

- trabajos topográficos y batimétricos;
- toma de datos en campo;
- caracterización del lecho del río;
- realización de una inspección subacuática;
- estimación del caudal del río;
- resto de cálculos y trabajos de gabinete.

Se exponen continuación algunas particularidades de las labores citadas cuando se aplican al caso de puentes de fábrica.

### **Trabajos topográficos y batimétricos**

- Perfiles transversales del cauce.
- Pendiente longitudinal media del cauce.
- La anchura de las secciones transversales será la necesaria en cada caso para cubrir toda la zona de inundación posible.

### **Toma de datos del cauce y del puente**

- Configuración del cauce, definiendo el cauce principal y las llanuras de inundación. Es necesario tener incluso un croquis del entorno del puente, para determinar si el



agua podría llegar a ciertos elementos del puente o no. En el croquis conviene dibujar la situación de las pilas y estribos del puente con respecto al cauce principal y las llanuras de inundación.

- Existencia de obstáculos en las proximidades del puente o presencia de material que obstruye el paso libre del agua.
- Vegetación existente en las márgenes del río: alrededor del puente y aguas arriba o aguas abajo, en función de si el régimen hidráulico del río va a ser lento o rápido;
- Crecidas máximas observadas en el cauce a través de diversas señales: humedades marcadas en las propias pilas o estribos del puente, objetos acopiados en el puente (por ejemplo árboles o construcciones cercanas).
- Presencia de protecciones y recubrimientos, indicando su tipología.
- Tipología de la cimentación y sus dimensiones.
- Localización y geometría de pilas y estribos.
- Material de pilas y estribos.
- Ángulo de ataque del agua con respecto a las pilas del puente y ángulo de los estribos con la corriente. Anchura del cauce principal.
- Forma de tajamares y dimensiones de la subestructura.

### **Toma de muestras del lecho del río**

- Es importante conocer la granulometría del material que conforma el lecho del cauce, puesto que será un dato imprescindible para calcular la velocidad de arrastre de partículas (y por lo tanto la capacidad erosiva de un río) y otros parámetros.
- El único ensayo necesario es la Granulometría de suelos por tamizado (según UNE 103-101) para cada una de las muestras obtenidas.

### **Inspección subacuática**

- La inspección subacuática de la estructura se ha tratado en el apartado 2.5 del capítulo 3, y allí se recogen con detalle las actividades y recomendaciones para esta actividad.

### **Estimación del caudal del río**

- Obtención de datos de caudales (o en su defecto de precipitaciones).
- Obtención de perfiles transversales del cauce.
- Obtención del perfil longitudinal del cauce.

## Resto de cálculos y de trabajos de gabinete

- Obtención del caudal de avenida para un periodo de retorno determinado.
- Obtención de las velocidades y calados en distintos puntos de la sección transversal del puente.
- Clasificación del flujo a través de las pilas del puente (se podrá determinar si el flujo es sub-crítico o super-crítico).
- Evaluación y cuantificación de la capacidad de desagüe (capacidad hidráulica).
- Determinación de la sobre-elevación de la lámina libre, producida por el puente.
- Cálculo de la fuerza hidrodinámica, ejercida por el flujo sobre las pilas.
- Comprobaciones de paso: gálibo, luz libre, resguardos.
- Capacidad de arrastre del material del lecho. Estimación de la máxima profundidad de erosión.
- Estimación de la socavación general del puente.
- Estimación de la socavación local en pilas y estribos.
- Definición de las protecciones necesarias en la subestructura.
- Redacción del Estudio Hidráulico.

### 4.4.2. Medidas de prevención/protección de pilas y estribos y de corrección del entorno puente-cauce

Cuando las subestructuras del puente están cimentadas, a mayor o menor profundidad, en los materiales que constituyen el lecho móvil, las erosiones locales pueden producir socavaciones de dichos cimientos, provocando incluso el colapso de la estructura por asentamiento excesivo o vuelco de sus apoyos.

El diseño y la construcción de un puente no tienen como objetivo actuar sobre el cauce del río, a diferencia de lo que ocurre con otras estructuras hidráulicas, como es el caso por ejemplo, de los espigones. Ello da lugar a una gran libertad de diseño y a la posibilidad de considerar dos tipos de actuaciones: unas, encaminadas a reducir la capacidad erosiva del flujo y otras, dirigidas a establecer una protección directa del material del lecho, comentándose ambas con más detalle a continuación.

El diseño de las actuaciones apropiadas en cada caso debe hacerse una vez conocidos los resultados de los estudios hidráulicos y geomorfológicos del tramo de cauce que influ-

encia a la obra de fábrica, una vez alcanzada la diagnosis de la situación. Los resultados de dichos estudios permiten evaluar la evolución futura de los hidrogramas y sedimentogramas de avenida y estimar las posibles zonas de inundación, velocidades de flujo, capacidad de transporte de sedimentos, erosión general y socavación localizada.

El diseño de las obras combina varias disciplinas, Hidráulica Fluvial, Geotecnia y Estructuras. La primera, como ya se ha explicado, suministra la información básica que permite determinar las condiciones de cimentación y la magnitud de las fuerzas que van a actuar sobre las obras.

### Actuaciones para la reducción de la capacidad erosiva del flujo

**Vanos de alivio:** Son estructuras de paso complementarias que se disponen generalmente en el terraplén de acceso que intercepta la llanura de inundación (figura 4.19), y cuyo objetivo es el de contribuir al drenaje aumentando la capacidad hidráulica de la sección.

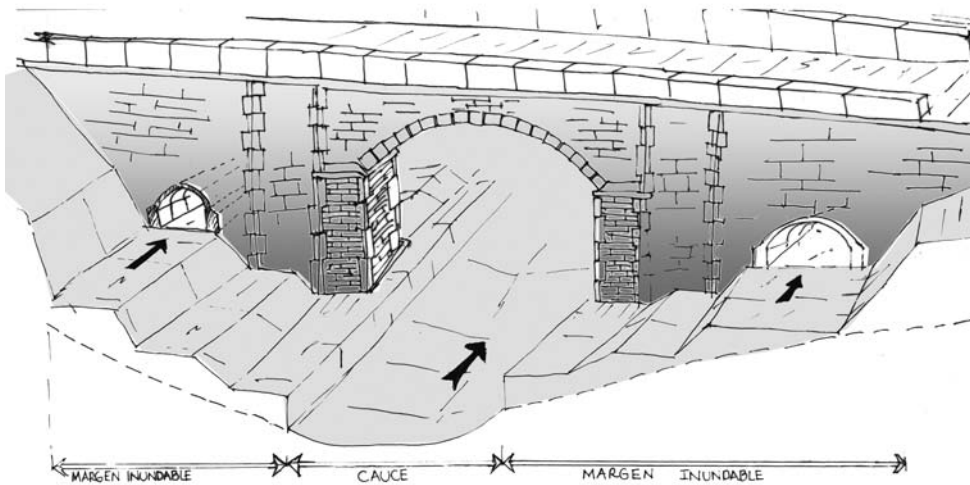


Figura 4.19. Esquema de vanos de alivio.

**Diques guía:** Son obras que se construyen para encauzar una corriente natural hacia la estructura de paso tratando de conseguir que el agua cruce en dirección perpendicular al puente con el fin de mejorar así el desagüe y disminuir las erosiones locales en el estribo, aunque no existen informaciones contrastadas sobre la magnitud de dicha disminución. El flujo del río se conduce hacia el vano entre estribos, tal como se muestra en las figuras 4.20 y 4.21, tanto para puentes rectos como esviados.

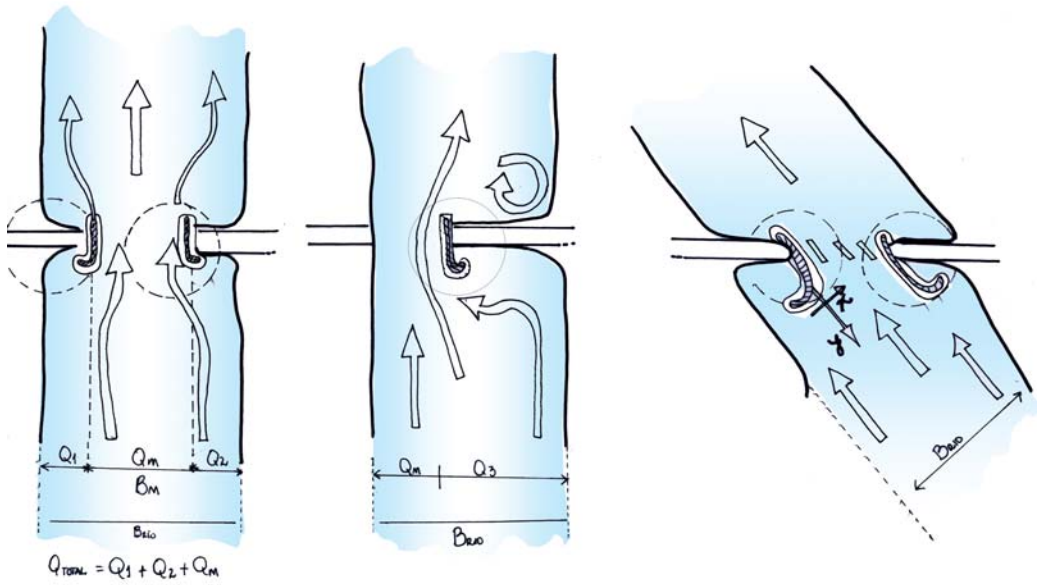


Figura 4.20. Diques guía de encauzamiento para puentes rectos y esviados.

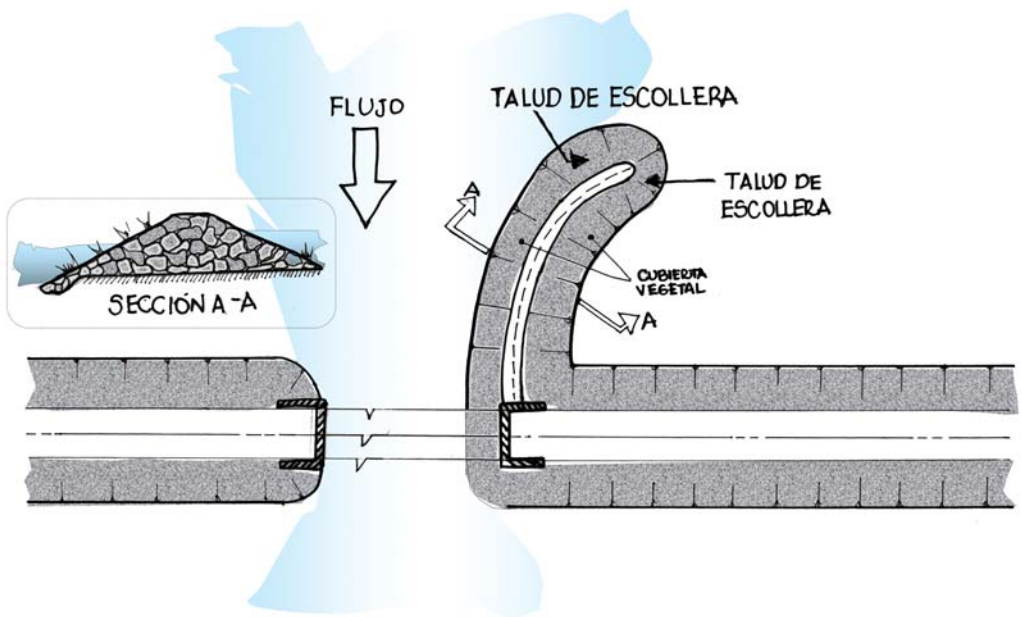


Figura 4.21. Típico dique-guía. Planta y sección transversal.

Estos elementos deben tener transiciones de entrada y salida. En el diseño debe considerarse que estas obras de encauzamiento producen un aumento en la velocidad del agua con el consiguiente incremento en la socavación del lecho.

Reparación o construcción de tajamares: La sección transversal de la pila se puede modificar, corrigiendo sus bordes o reparándolos tras posibles daños con el fin de desviar las líneas de flujo (figura 4.22). Sin embargo, este tipo de soluciones suele combinarse con protecciones adicionales en lecho y márgenes para evitar la aparición de nuevos problemas erosivos sobre el tramo de aguas abajo.

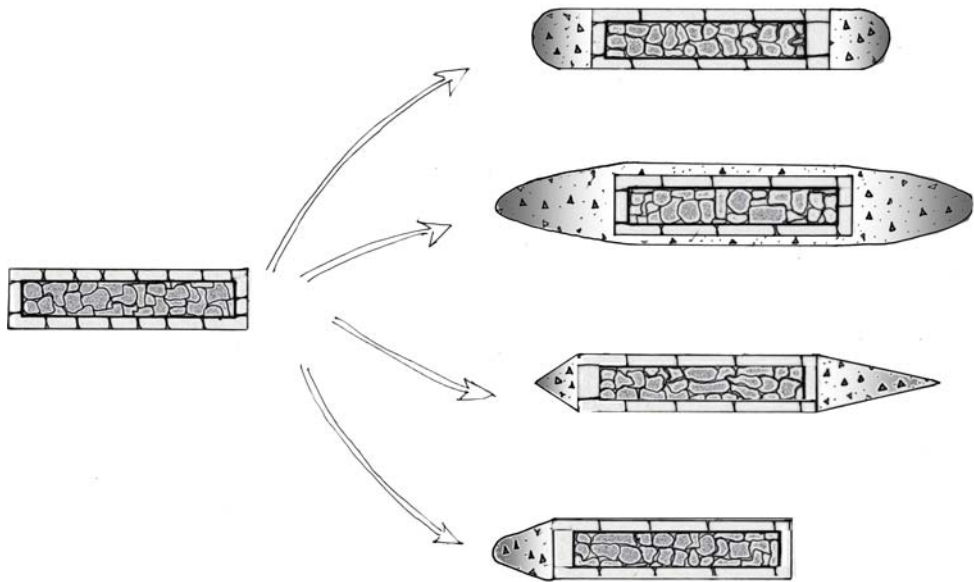


Figura 4.22. Posibilidades geométricas para pilas en cauces.

Dispositivos especiales: Una de las soluciones propuestas consiste en colocar collares alrededor de las pilas (figura 4.23a). Otras investigaciones han puesto su atención en la zona situada aguas arriba de la pila, donde generalmente se produce la mayor profundidad de erosión, proponiendo la colocación de pequeños pilotes aguas arriba de la estructura a proteger (figura 4.23b). Otro método que hace posible reducir notablemente la erosión local, consiste en colocar una pantalla vertical aguas arriba de la pila, con la misma anchura que ésta (figura 4.23c). Finalmente, cabe hacer mención a un método que consiste en efectuar una perforación o ranura a través de cada pila (figura 4.23d). La perforación se puede localizar a diferentes profundidades bajo la superficie del agua. Estas últimas soluciones tienen un interés fundamentalmente teórico, habida cuenta de la dificultad constructiva que suponen y su poca efectividad en el caso de que cambie el ángulo de ataque del flujo respecto a la pila.



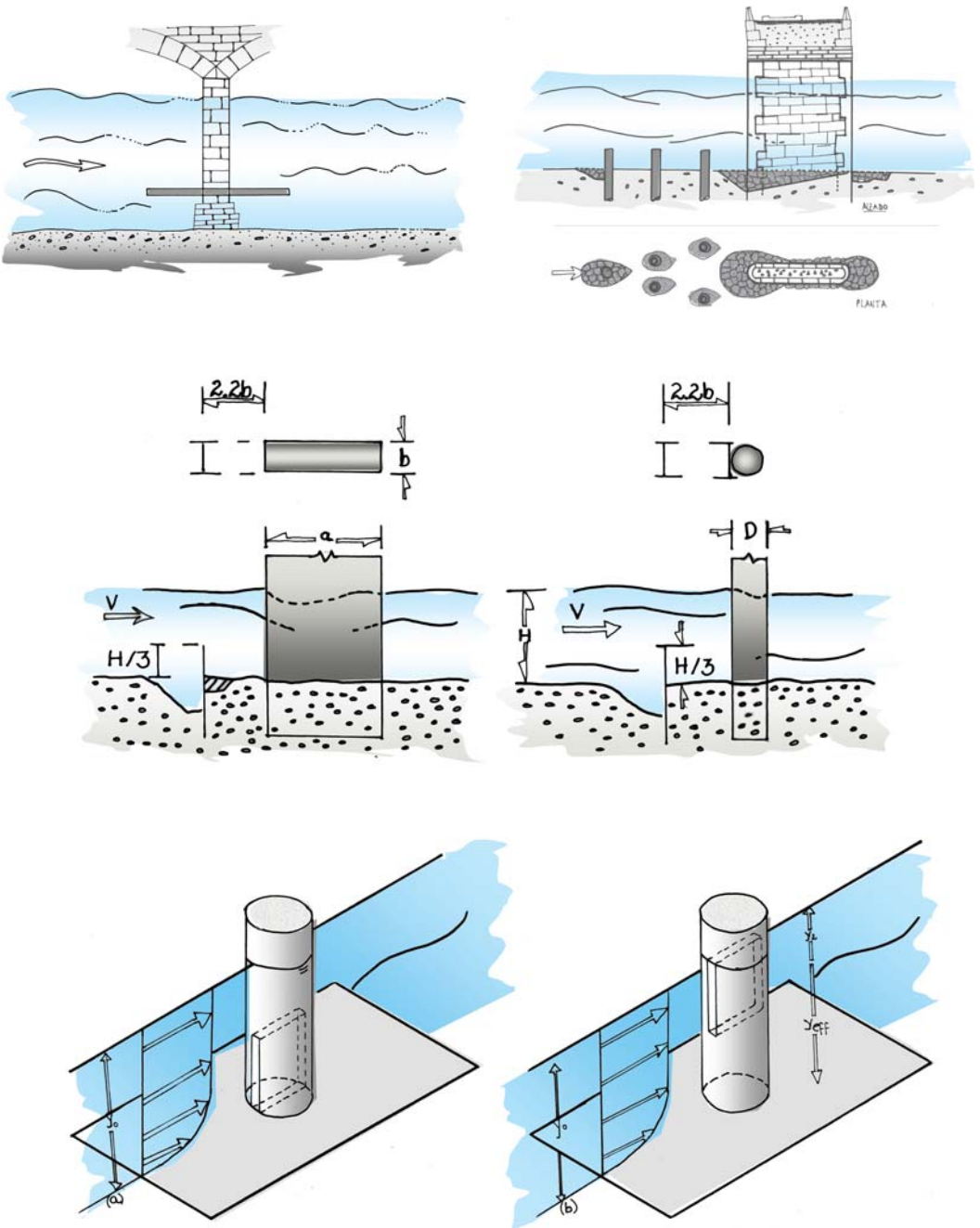


Figura 4.23. Dispositivos para reducir la erosión local en pilas.

## Actuaciones para protección del cauce frente a la erosión

Los materiales de uso frecuente en este tipo de obras de protección son los siguientes:

- escollera (vertida, recebada), mampostería;
- hormigón: ciclópeo, en masa o armado;
- gaviones, tierra armada;
- tablestacas metálicas o de madera;
- pilotes metálicos, de hormigón o de madera;
- sacos de suelo-cemento, sacos de arena;
- elementos prefabricados de hormigón: bloques, hexápodos, etc.

No deben olvidarse las técnicas de Bioingeniería, por sí mismas o como una actuación conjunta con obras estructurales, con el objetivo doble de la defensa de la estructura frente a las sollicitaciones extremas del flujo bifase, y la minimización del impacto medioambiental (recuérdese que una vegetación adecuada y convenientemente conservada disminuye las velocidades del flujo y ancla el terreno, lo que repercute en la disminución de las socavaciones).

Este tipo de actuaciones está basado en un planteamiento radicalmente diferente del anterior, ya que de lo que se trata es de aumentar la resistencia fundamentalmente del lecho frente a la erosión. Las diferentes soluciones se distinguen básicamente por la naturaleza del material utilizado. En este sentido, cabe señalar que, aunque existen en principio diversas posibilidades, la escollera es el material más utilizado para proteger los lechos erosionables.

En efecto, de un estudio de más de 36.000 actuaciones de medidas correctoras en cauces en EEUU, recogido por Parker et al. (1998), tras las técnicas de monitorización (prevención), las técnicas correctoras más utilizadas fueron las escolleras vertidas, en un 16,23% de los casos.

**Escollera vertida:** Este método de protección consiste en la colocación de piedras (escollos) sobre el lecho del río, alrededor de las pilas o de las estructuras a proteger. También puede consistir en la colocación de piedras dentro de la fosa de socavación, con el fin de detener su evolución.

La utilización de mantos de escollera es una medida eficaz a la vez que económica y presenta un comportamiento flexible, adaptándose a erosiones generales mayores que las ini-

cialmente previstas y manteniendo su eficacia, siempre que no se desmorone y deje al descubierto el material original del lecho. Además, es también una solución que con el paso del tiempo queda perfectamente integrada en el medio.

Desde un punto de vista práctico, el manto de escollera de protección se debe colocar a una cota igual a la que alcanza el lecho del cauce en situaciones de avenida, teniendo en cuenta la erosión general y la debida al estrechamiento originado por el puente. Dicha cota será inferior a la de la superficie del cauce en condiciones normales. Ahora bien, el cumplimiento de dicha condición presenta dificultades: unas son de tipo constructivo y otras se derivan de la incertidumbre asociada a la propia determinación de la citada cota.

Esta incertidumbre puede dar lugar a dos tipos de situaciones. Cuando el manto de escollera se sitúa a una cota inferior a la del lecho durante las avenidas, se produce una cierta erosión alrededor de la pila, hasta alcanzar la cota del manto de escollera, momento a partir del cual el proceso evoluciona transversalmente, aumentando la superficie de protección puesta al descubierto.

Por el contrario, cuando el manto de escollera se sitúa a una cota superior a la del lecho durante las avenidas, la erosión local no se desarrolla alrededor de la pila. La zona del manto tiende a permanecer fija durante las crecidas, aunque la superficie del lecho en sus alrededores sufra un mayor descenso. En esas condiciones, el manto de escollera actúa como un obstáculo frente al flujo, sufriendo un ataque más fuerte por parte de la corriente, dando lugar al desarrollo de fosas de erosión aguas abajo de la protección, tal como se indica en la figura 4.24. Debemos señalar que en tales situaciones, la acción del flujo puede provocar un cierto desmantelamiento de la protección, por arrastre y rodadura de los elementos de la escollera hacia las fosas de protección (figura 4.25).



Figura 4.24. Protección situada sobre la cota del lecho en avenidas. Vista desde aguas arriba (izquierda) y lateral (derecha).

*Figura 4.25. Protección situada sobre la cota del lecho en avenidas. Vista desde aguas abajo. Obsérvese el desmantelamiento de los escollos de protección y la desestabilización de las celdas de gaviones (izquierda) y la aparición de fosas de socavación progresando hacia aguas abajo (derecha).*

Otra cuestión que hay que dilucidar a la hora de diseñar y dimensionar este tipo de protección es la que hace referencia al establecimiento de su forma y dimensiones en planta. En este sentido, la dimensión en planta se define por su anchura, entendiéndose como tal la distancia desde el borde de la protección hasta el contorno de la pila o estribo.

No son muchos los estudios que existen sobre la extensión en planta que debe tener la protección de escollera. Entre las diferentes soluciones existentes, merece destacarse la propuesta por Témez (1988), que se concreta en la forma siguiente:

- En el caso de pilas y estribos situados en el cauce menor, se recomienda una anchura a igual a la máxima erosión local  $y_{se}$ .
- En el caso de estribos situados en el cauce de avenidas, el valor recomendado para la anchura a del manto de protección es de 1,5 veces  $y_{se}$ .

Las anchuras indicadas se refieren a mantos de protección situados a la misma cota que el lecho durante las avenidas. En los restantes casos, el autor considera que la anchura de la protección varía linealmente con la profundidad, alcanzando un valor nulo a la cota correspondiente a la máxima erosión local sin protección:

$$a = y_{se} - \Delta \quad (4.1)$$

siendo  $a$  la anchura de la protección cuando se coloca a una profundidad  $D$  (negativa cuando se coloca por encima) respecto a la cota del lecho en avenidas y designando por  $y_{se}$  la profundidad de erosión local en ausencia de protección.

Uno de los objetivos fundamentales del dimensionamiento de un manto de escollera es determinar un diámetro característico de la misma que no sea movido o arrastrado bajo unas condiciones hidráulicas dadas. El tema ha sido investigado principalmente para el caso de lechos erosionables por flujos no perturbados (sin obstáculos), existiendo diferentes puntos de vista sobre su diseño. Así, aplicando el método de la tensión de corte crítica y suponiendo que permanece constante el parámetro de Shields, se tiene que:

(4.2)

donde  $t$  es la tensión tangencial que actúa sobre el lecho,  $g$  es el peso específico del agua,  $yn$  es el calado en régimen uniforme y  $l0$  la pendiente longitudinal del cauce. Su valor crítico se puede poner en la forma:

(4.3)

siendo  $t_c$  la tensión tangencial crítica para un material de tamaño  $d_{50}$ , expresado en m,  $gs$  el peso específico del material sólido y  $q$  el parámetro de Shields.

Combinando las ecuaciones anteriores con la fórmula de Manning y adoptando como coeficiente de rugosidad  $n$  el definido mediante la expresión:

(4.4)

se llega finalmente a:

(4.5)

siendo  $U_c$  el valor crítico de la velocidad media del flujo que produce el movimiento de los escollos. Esta fórmula es análoga a la de Témez (1988).

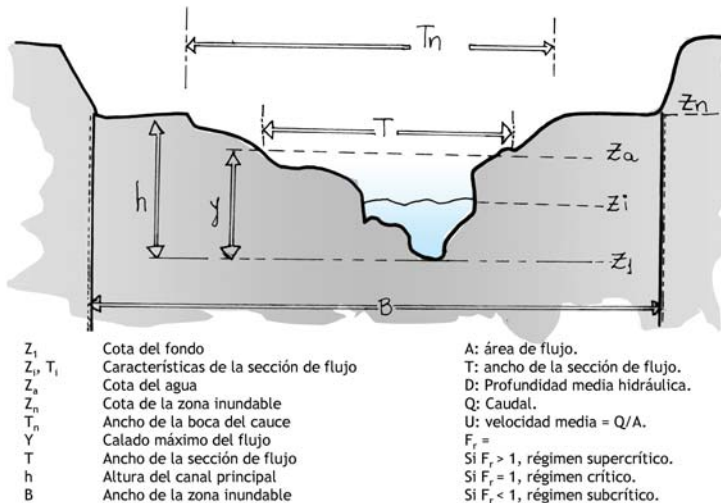


Figura 4.26. Definición de los parámetros utilizados.

Ahora bien, la erosión del lecho alrededor de pilas y estribos comienza a producirse para valores de la velocidad media del flujo no perturbado inferiores al crítico. Por ello, el dimensionamiento de los elementos de protección debe hacerse para valores de  $U_c = I U$ , siendo  $U$  la velocidad media del flujo aguas arriba del obstáculo. Según se tome para  $q$  y para  $I$  los valores 0,04 y 2, respectivamente, como hacen Raudkivi (1991) o 0,056 y 10/3, como hace Chiew (1995), y a partir de la expresión (4.5), se obtiene una expresión del tipo

(4.6)

en la que  $b$  adopta los valores 3,27 o 9,14, respectivamente, claramente discrepantes.

Finalmente, de las formulaciones presentadas en el libro Bridge Scour de B.W. Melville y S.E. Coleman (2000), para la protección de pilas de puente mediante escollera, se ha considerado, según la recomendación del autor, la fórmula de Lauchlan (1999):

(4.7)

donde:  $d_{50}$  es el diámetro de la escollera de protección  
 $y$  es el calado del flujo  
 $F_s$  es el factor de seguridad (se toma 1,1)  
 $Z_{sg}$  es la profundidad de colocación de la escollera con respecto del nivel del lecho original.  
 $Fr$  es el número de Froude ( )

Fórmula de Parola (1993, 1995)

(4.8)

donde  $f_1$  es el factor de forma de la pila, que toma el valor 1 si es rectangular y 0,75 si presenta un borde redondeado y alineado con el flujo. Por su parte,  $f_3$  es el factor de tamaño de la pila, que es función del cociente  $b_p/d_{50}$  (canto de pila dividido por el diámetro del bloque), tomando los siguientes valores:

Si  $b_p/d_{50} < 1$ , se tomará  $f_3 = 0,83$ .

Si  $1 < b_p/d_{50} < 2$ , se tomará  $f_3 = 1,0$ .

Si  $b_p/d_{50} > 2$ , se tomará  $f_3 = 1,25$ .

Evidentemente, para la determinación de  $f_3$  es preciso realizar un proceso iterativo de encaje del valor adecuado de  $d_{50}$ .



Las fórmulas anteriores permiten determinar el tamaño medio del material de la escollera de protección, pero se recomienda que el citado manto de escollera debe estar compuesto por una mezcla de tamaños, para que los vacíos que quedan entre las piedras más grandes sean llenados por el material más pequeño. La granulometría exigida a una escollera se suele expresar en forma de huso granulométrico, dado en peso, como se indica en la figura 4.27.

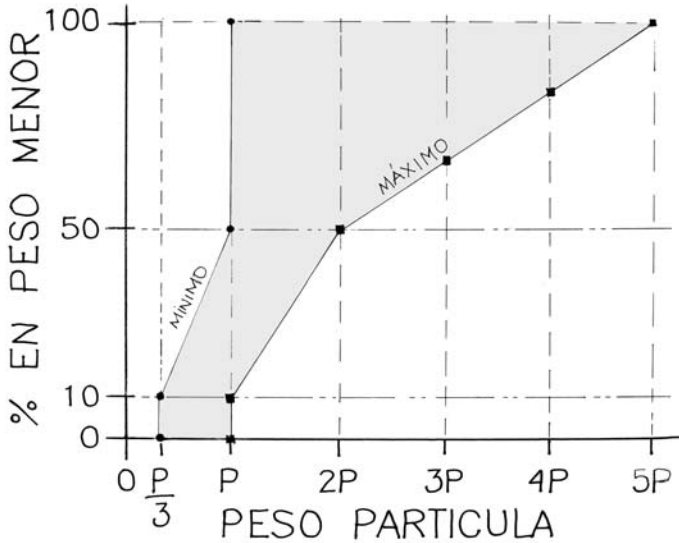


Figura 4.27. Huso granulométrico para la escollera.

Por otro lado, está comprobado que la efectividad de una protección de escollera depende en gran medida del espesor del manto. Como criterio práctico, éste debe estar constituido al menos por dos capas de elementos, aunque hay autores que proponen espesores bastante mayores.

Por último, hay que tener presente que, si se pone el manto de escollera directamente sobre el material del lecho, éste tiene tendencia a ascender entre los huecos de aquel. Ello hace que la escollera descienda del nivel y se hunda poco a poco en el lecho, disminuyendo su capacidad de protección. Para solucionar este problema, se pueden utilizar filtros naturales (materiales granulares) o sintéticos (geotextiles). Preferiblemente deben usarse los primeros, pues no existe prueba alguna en cuanto a garantías en la durabilidad de estos materiales sintéticos expuestos a las condiciones a que se van a ver sometidos en el cauce. Puede incluso, que su vida útil fuera inferior a la de la estructura que trata de proteger.

**Escollera recebada:** El recebado es una técnica que se debe aplicar con precaución, procurando mantener la altura de las rugosidades de la escollera sobre el hormigón no estructural por encima de un valor fijado por el proyectista. Si no se respeta la altura de rugosidad recomendada, el contorno no producirá el efecto retardador deseado sobre el flujo, y se acelerará aproximándose al régimen crítico e inestable.

Mientras que para el cálculo de la rugosidad de la escollera vertida en el lecho y sin hormigón aglutinante se recomienda la fórmula empírica de la norteamericana Federal Highways Administration (FHWA) (pues no se conoce la altura de rugosidad que supone una escollera vertida sobre el cauce), en aquellas zonas en las que se emplee el recebado sí se conoce la altura de las rugosidades. En estas zonas, por lo tanto, se evalúa el número de Manning en función de la altura de las rugosidades.

El número de Manning depende de las características de rugosidad del cauce y de una función del radio hidráulico y de la rugosidad. Esta relación se ha obtenido a partir de estudios técnicos de integración del perfil de la capa límite turbulenta:

(4.9)

La función F tiene la siguiente forma:

(4.10)

siendo:

R<sub>H</sub>: radio hidráulico de la sección, en metros. Es el cociente entre el área mojada (sección transversal del cauce) y el perímetro mojado.

K: rugosidad representativa, en metros.

d<sub>m</sub>: diámetro medio aparente de los escollos.

En la figura 4.28 se muestra un esquema de colocación de la escollera recebada.

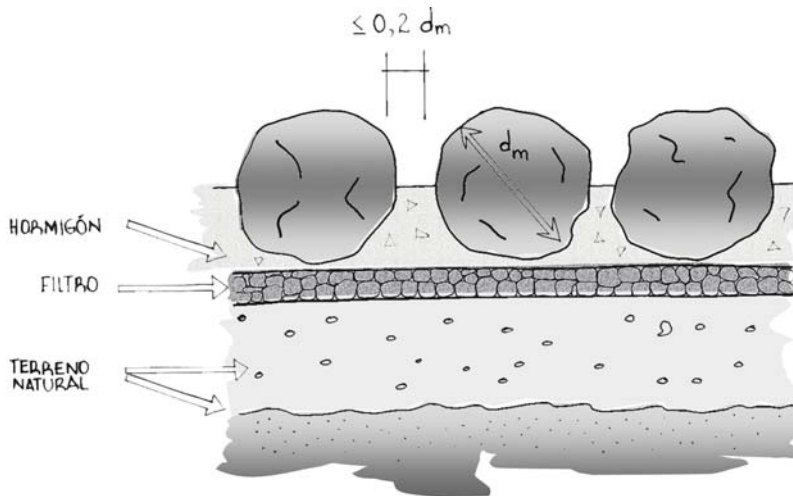


Figura 4.28. Esquema colocación escollera recebada.

d<sub>m</sub>: diámetro medio aparente de los escollos

Se recomienda que la separación entre escollos sea  $\leq 0,2$  dm y que la rugosidad  $K$  esté comprendida entre 0,4 dm y 0,5 dm, aunque se debe tener en cuenta el tamaño de la escollera.

Tal y como se ve en el esquema de colocación de la escollera recebada, los escollos no se apoyarán directamente sobre la capa de filtro, sino que se dejará un espesor de hormigón suficiente para evitar la alteración de esta capa por la escollera.

Contrabóvedas: Son obras transversales para control torrencial, consistentes en el refuerzo del lecho en todo lo ancho del vano desde un tramo aguas arriba de la estructura hasta otro similar aguas abajo, usando para tal fin una solera de hormigón, bloques prefabricados o cualquier otro material de tamaño adecuado, debidamente asegurado, que no pueda ser transportado como carga de fondo (figuras 4.29 y 4.30). Algunas veces la dinámica del río produce tramos acorazados en forma natural. El fondo acorazado es un control de la geometría del cauce.

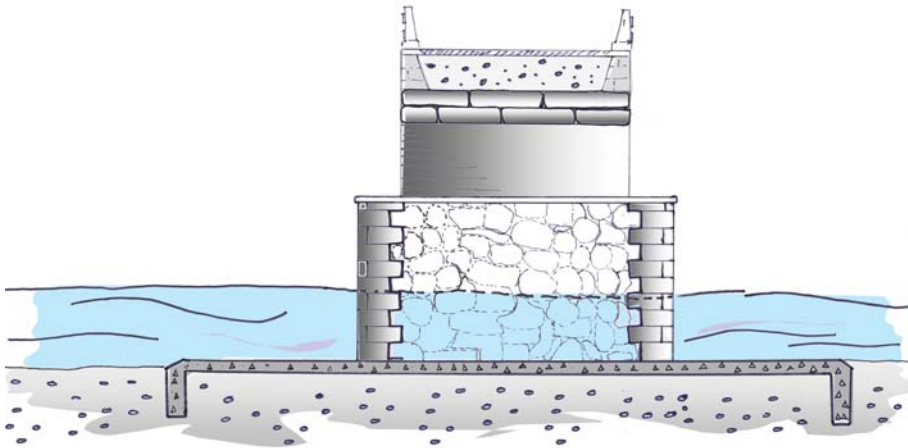


Figura 4.29. Solera o contrabóveda y rastrillos de hormigón armado.



Figura 4.30. Solera o contrabóvedas de piedra en un puente de fábrica.

## 5. BIBLIOGRAFÍA

1. Smith D. W “Bridge Failures” Proceedings Institution of Civil Engineers. Agosto 1976
2. U.S. Department of Transportation “Evaluating Scour At Bridges. Fourth Edition” Federal Highway Administration, National highway institute. Publication No. FHWA NHI 01-001 Hydraulic Engineering Circular No. 18 (2001).
3. Fernández Bono, J.F. y Vallés Morán, F.J. “Interacción avenida-cauce-estructuras. Interacción con obras no hidráulicas. Puentes”. II Jornadas de Ingeniería Fluvial. Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. Demarcación Comunidad Valenciana (2002).
4. Sainz Borda, J.A. “Erosión localizada en pilas de puentes, estribos y otras estructuras fluviales. Métodos de estimación y medidas correctoras”. I Jornadas de Ingeniería Fluvial. Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. Demarcación Comunidad Valenciana (2001).
5. Breusers, H. y Raudkivi, A. “Scouring. Hydraulic structures design manual”. IAHR. Balkema Publishers, Rotterdam, Netherlands (1991).
6. ATC “Jornada sobre Puentes de bóvedas de fábrica”. Madrid, 5 de octubre de 2000. ISBN 84-87825-49-4.
7. MOPU “ Control de la Erosión Fluvial en Puentes” Publicación nº 29 (1988).
8. Ministerio de Fomento “IS-1. Manual para la determinación de los descriptores de vulnerabilidad frente a avenidas de obras de fábrica sobre cauces”. Sistema de gestión de puentes - Clave 527/99 (2001).
9. Mellville B.W., Coleman S.E. “Bridge Scour”.WRP (2000).
10. Fernández Bono, J.F. y Vallés Morán, F.J. “Cuantificación de la vulnerabilidad de puentes sobre cauces frente a avenidas. Proceso metodológico. Casos reales.”. Actas del III Taller de Ingeniería y Arquitectura para la Reducción de Desastres. La Habana, Cuba (2004).