

**INFLUENCIA DE LA CONTRACCIÓN
Y DE LOS CAMBIOS DE RIGIDEZ DEL LECHO
EN LAS CONDICIONES CRÍTICAS
DE INICIO DEL MOVIMIENTO
AGUAS ABAJO DE PUENTES SOBRE CAUCES**

ORDENACIÓN, GESTIÓN Y RESTAURACIÓN DE CUENCAS

TRABAJO FIN DE MÁSTER TIPO B

Autora:

BEATRIZ NÁCHER RODRÍGUEZ

Directores:

FRANCISCO JOSÉ VALLÉS MORÁN

IGNACIO ANDRÉS DOMÉNECH

VALENCIA, SEPTIEMBRE 2012

AGRADECIMIENTOS

Si a alguien he de agradecer la realización de este Trabajo de Fin de Máster es, sin duda, a mis dos directores: Paco Vallés y Nacho Andrés. A vosotros os lo dedico, por vuestra guía a lo largo de cada una de las fases de este proyecto, por vuestro apoyo y vuestros ánimos, porque sin la confianza que me habéis transmitido desde el primer día no habría podido terminarlo. Gracias por seguir dándome la oportunidad de trabajar y formarme a vuestro lado, y por demostrarme que contáis conmigo desde hace ya más de dos años, y que seguís contando conmigo para el futuro.

También quiero dar las gracias a todos los compañeros del Departamento de Ingeniería Hidráulica y Medio Ambiente, y en especial a aquellos con los que comparto el día a día en el Laboratorio de Hidráulica, y que han estado presentes en el desarrollo de este proyecto desde el principio. Pedro, Ximo, Carlos y Eduardo, gracias por estar siempre ahí para echarme una mano cuando lo necesito.

Y por supuesto, a mis amigos y a mi familia, que me brindan siempre un apoyo incondicional. Muchas gracias por intentar convencerme de que puedo con todo, y por hacerme saber que, si no pudiera, me querríais igual.

ÍNDICE

1.	INTRODUCCIÓN	1
1.1.	Motivación	3
1.2.	Objetivos	5
1.3.	Metodología	6
2.	ESTADO DEL ARTE	9
2.1.	Introducción y descripción del fenómeno	9
2.2.	La erosión fluvial.....	13
2.3.	Procesos erosivos en el entorno de estructuras fluviales	16
2.4.	Socavación en estribos	20
2.5.	Erosión por contracción.....	24
2.6.	Erosión por cambio de rigideces en el material del lecho	29
2.7.	Nuevas metodologías de análisis de procesos erosivos	36
2.8.	Conclusiones.....	39
3.	ANÁLISIS DIMENSIONAL DEL PROBLEMA	41
3.1.	El teorema π de Buckingham.....	41
3.2.	Variables básicas del problema	42
3.3.	Matriz de dimensiones fundamentales	44
3.4.	Obtención de los monomios adimensionales	45
3.5.	Formulación del problema.....	48

4.	ANÁLISIS EXPERIMENTAL	51
4.1.	Objetivos	51
4.2.	Dispositivo experimental.....	52
4.3.	Diseño experimental.....	55
4.4.	Descripción cualitativa de los mecanismos de erosión local.....	64
4.5.	Resultados de los ensayos	66
4.6.	Análisis de los resultados	71
5.	CASO DE ESTUDIO.....	97
5.1.	Introducción	97
5.2.	Modelo hidráulico y conclusiones derivadas	99
5.3.	Aplicación de las relaciones deducidas del análisis experimental	105
6.	CONCLUSIONES	109
6.1.	Síntesis y conclusiones	109
6.2.	Líneas futuras de investigación	114
7.	REFERENCIAS	117

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1. Puente de ferrocarril con solera protegida por un encachado de escollos que se extiende a lo largo de toda la sección transversal	2
Figura 1.2. Erosión aguas abajo de un puente medieval protegido con sillares de grandes dimensiones. Izquierda: Vista general; derecha: detalle.	2
Figura 1.3. Fosa de erosión local aguas abajo del puente Xert sobre la Rambla Cervera (Castellón)	3
Figura 1.4. Puente de Canet sobre el río Palancia (Valencia)	4
Figura 2.1. Tipos de erosión en puentes (Melville y Coleman, 2005)	9
Figura 2.2. Contracción del flujo por efecto de los estribos de un puente	10
Figura 2.3. Esquema en planta y alzado del fenómeno que se pretende estudiar	11
Figura 2.4. Evolución de la socavación en pilas de puente. Diferencia entre condiciones de lecho vivo (live-bed) y aguas claras (clear-water) (FHWA, 2012)	14
Figura 2.5. Ábaco de Shields con las líneas del parámetro adimensional introducido en el ASCE Sedimentation Manual. (ASCE, 1975)	15
Figura 2.6. Esquema de un canal de ensayos de gran escala, de más de 25 metros de longitud total (Bormann y Julien, 1991).....	17
Figura 2.7. Comparación de valores de socavación medidos experimentalmente y calculados mediante formulaciones existentes (Bormann y Julien, 1991)	17
Figura 2.8. Ejemplos de tablas para obtener el valor de algunos factores de corrección para la ecuación del CSU (HEC-RAS Hydraulic Reference Manual)	18
Figura 2.9. Flujo alrededor de un estribo y fosa de socavación producida (Melville y Coleman, 2005. Adaptado).....	21
Figura 2.10. Esquema del flujo a lo largo de un estribo de gran longitud (Melville y Coleman, 2005)	21
Figura 2.11. Distintas posiciones del estribo en el cauce: A) Cerca del límite del cauce de avenidas, B) Cerca del límite del cauce menor o principal y C) Dentro del cauce principal. (Melville y Coleman, 2005)	23
Figura 2.12. Flujo estacionario a lo largo de una contracción en sección recta y de suficiente longitud.....	25

Figura 2.13. Caso 1 (izquierda) y caso 2 (derecha) de erosión por contracción (FHWA, 2012).....	26
Figura 2.14. Caso 3 (izquierda) y caso 4 (derecha) de erosión por contracción (FHWA, 2012).....	26
Figura 2.15. Comparación entre la lámina libre (izquierda) y la cota de solera (derecha) medidas y predichas con un modelo hidráulico bidimensional (Greimman y Lai, 2010)....	28
Figura 2.16. Ejemplos de protección del lecho en puentes en cauces.....	29
Figura 2.17. Ejemplo de diseño geométrico de una protección de escollera para pilas de puentes (FHWA, 2009)	30
Figura 2.18. Esquema de la erosión aguas abajo de estructuras de corrección de pendientes (Lenzi et al., 2003).....	30
Figura 2.19. Valores de socavación medidos vs valores obtenidos con la formulación propuesta, para umbrales continuos y dentados de hormigón.	31
Figura 2.20. Evolución temporal de la profundidad máxima de socavación adimensionalizada aguas abajo de traviesas (Gaudio y Marion, 2003).....	33
Figura 2.21. Esquema de la socavación para un flujo no permanente en un instante t (Bottacin et al. 2011)	33
Figura 2.22. Comparación entre la profundidad de socavación medida y simulada en eventos con condiciones de flujo no estacionarias (Bottacin et al. 2011)	34
Figura 2.23. Evolución de la socavación simulada y medida en un evento con múltiples picos (Lu et al., 2012).....	35
Figura 2.24. Distintos perfiles de erosión teóricos generados aguas abajo de una traviesa (izquierda) (Boquet et al., 1995) y perfiles reales medidos en ensayos de laboratorio (derecha) (Bateman et al., 1996)	35
Figura 2.25. Topografía del lecho en el entorno de pilas de distintas tipologías tras la simulación numérica de un proceso de erosión local (Kang et al., 2012)	37
Figura 2.26. Comparación de los valores de socavación medidos y simulados, aguas arriba de la pila (izquierda) y en un lateral (derecha.) (Andrés-Doménech et al., 2011)	38
Figura 2.27. Comparación de resultados obtenidos con redes neuronales frente a metodologías convencionales en el estudio de la socavación local en pilas de puentes (Lee et al. 2007)	39
Figura 3.1. Esquema de las variables intervinientes en el problema	42

Figura 4.1. Canal sedimentológico	52
Figura 4.2. Zona de transición en la entrada (izquierda) y vertedero en el extremo aguas abajo del canal sedimentológico (derecha).....	52
Figura 4.3. Plataforma de metacrilato que representa la protección del lecho del cauce (izquierda) y placas y plataforma montadas en el canal sedimentológico (derecha).....	53
Figura 4.4. Placas de metacrilato de distintos espesores	53
Figura 4.5. Bombas de alimentación del circuito hidráulico del canal sedimentológico (izda.) y contador situado inmediatamente aguas abajo de la conexión (dcha.)	54
Figura 4.6. Limímetro.....	54
Figura 4.7. Fosa de socavación aguas arriba	64
Figura 4.8. Fosa de socavación aguas abajo.....	65
Figura 4.9. Dos fosas completamente separadas (izquierda) y fosa prácticamente unificada (izquierda) aguas abajo de la zona protegida	66
Figura 4.10. Resultados gráficos y experimentales del ensayo sin solera rigidizada.....	67
Figura 4.11. Resultados gráficos y experimentales del primer ensayo con zona rigidizada (12 horas)	68
Figura 4.12. Comparación de perfiles longitudinales con y sin solera rigidizada.....	71
Figura 4.13. Profundidad de socavación aguas arriba y aguas abajo	72
Figura 4.14. Comparación entre la evolución del proceso de socavación aguas abajo de estructuras con y sin solera protegida.....	73
Figura 4.15. Evolución temporal de la profundidad de socavación aguas abajo (ensayo de 12 h)	74
Figura 4.16. Evolución temporal de la profundidad de socavación aguas arriba (ensayo de 12 h)	74
Figura 4.17. (b) Comparación de los resultados de dos ensayos iguales (mismas condiciones del flujo) para las relaciones de contracción de 0.50 y 0.62	77
Figura 4.18. Formación de dunas en el tramo de aproximación (izquierda) y aguas abajo de la cuña de deposición (derecha)	78
Figura 4.19. Resultado de ensayos donde la velocidad aguas abajo de la zona contraída es inferior a la velocidad crítica para contracciones largas, pero existe movilización del material	83

Figura 4.20. Comparación de la evolución temporal de la socavación para distintos números de Froude de aproximación	84
Figura 4.21. Comparación de la evolución del proceso de socavación aguas arriba y aguas abajo	86
Figura 4.22. Fosas de socavación aguas abajo separadas por una cresta de arena	87
Figura 4.23. Vórtices en los laterales del canal en la zona donde el flujo aún no se ha expandido	88
Figura 4.24. Dos fosas separadas, con dos puntos de profundidad máxima de socavación (izquierda), y una fosa unificada, con un punto de máxima socavación central	88
Figura 4.25. Profundidad de socavación adimensionalizada vs número de Reynolds	89
Figura 4.26. Profundidad máxima de socavación vs Número de Froude en función de la relación de contracción.....	91
Figura 4.27. Profundidad máx. de socavación vs Relación de contracción en función del N° Froude	93
Figura 4.28. Longitud de la fosa de socavación vs N° Froude para distintas relaciones de contracción. Ajuste lineal (superior) y exponencial (inferior)	94
Figura 4.29. Longitud adimensionalizada de la fosa de socavación vs número de Reynolds	95
Figura 5.1. Detalle del lecho bajo el puente de Canet sobre el río Palancia (Comunidad Valenciana).....	97
Figura 5.2. Fosas de socavación aguas abajo del puente de Canet tras el paso de la avenida de octubre de 2000.....	98
Figura 5.3. Tramo modelizado del río Palancia y localización del puente de Canet	99
Figura 5.4. Esquema de la cuenca media y de la cuenca baja del río Palancia en HEC-HMS	100
Figura 5.5. Hidrograma de avenida a su paso por Sagunto	100
Figura 5.6. Topografía del tramo analizado y detalles de las pilas de dos de los puentes existentes	101
Figura 5.7. Valores de calados (m) en el tramo analizado	102
Figura 5.8. Valores de velocidad media del flujo (m/s) en el tramo analizado	102
Figura 5.9. Mapa de tensiones tangenciales desarrolladas sobre el material del lecho..	104

Figura 5.10. Mapa de movimiento - no movimiento del material del lecho en el tramo de estudio. Detalle del entorno del puente de Canet (no se observa movimiento)	104
Figura 5.11. Ajuste lineal realizado para la profundidad máxima de socavación, y extrapolación para el número de Froude del caso de estudio	106
Figura 5.12. Ajuste lineal realizado para la extensión de la fosa de socavación, y extrapolación para el número de Froude del caso de estudio	107

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 4.1.	Relación de ensayos propuestos.....	56
Tabla 4.2.	Tabla resumen de los ensayos realizados en laboratorio	70
Tabla 4.3.	Comparación de profundidades máximas de socavación con y sin solera protegida a las dos horas de ensayo	72
Tabla 4.4.	Relación de ensayos en los que las tensiones tangenciales son inferiores a la tensión crítica en situación de lecho abierto.....	81
Tabla 4.5.	Relación de ensayos en los que la velocidad del flujo aguas abajo es menor que la velocidad crítica en contracciones largas.....	83

1. INTRODUCCIÓN

La situación de equilibrio morfológico que alcanzan los cauces fluviales a lo largo del tiempo se ve modificada cuando se producen cambios en el curso de los mismos. Una fuente habitual de dichos cambios la constituyen las estructuras insertas en el cauce que suponen un obstáculo o perturbación para el flujo, y que modifican necesariamente las condiciones de equilibrio en el río. Aunque un cambio en estas condiciones en cualquier punto del río puede afectar incluso a bastante distancia tanto aguas abajo como aguas arriba, son especialmente importantes en el entorno de la estructura.

Una tipo de estructuras hidráulicas a destacar en el curso de un río son los puentes fluviales. La consecuencia más importante de la interacción entre el flujo y los elementos subestructurales de los puentes que obstruyen parcialmente el paso del agua es la movilización del material del lecho situado en la base de pilas y estribos. El resultado de esta erosión es un debilitamiento de la cimentación del puente, que puede quedar total o parcialmente expuesta y provocar en muchos casos el fallo o colapso de la estructura (Richardson and Davis, FHWA 2012).

Dados los importantes daños que pueden producirse, el estudio de la erosión local en pilas y estribos de puentes se ha desarrollado en gran medida, y sigue haciéndolo en la actualidad. El objetivo principal de estos estudios es el desarrollo de formulaciones que permitan estimar las profundidades máximas de socavación que pueden producirse tras el paso de avenidas asociadas a diferentes periodos de retorno, dadas unas condiciones geométricas determinadas según el tipo de estructura y las características del material del lecho. Además, también se persigue determinar la extensión máxima de las fosas de socavación producidas, para poder así proteger convenientemente a la estructura.

La práctica habitual para la protección contra la erosión local o socavación es la colocación de una o varias capas de un material más resistente, ya sea de manera local en el entorno de pilas y estribos o cubriendo completamente el lecho del cauce de margen a margen.

Este tipo de solución evita la erosión en la zona protegida, ya que el flujo no es capaz de erosionar el material, que suele ser escollera de gran tamaño, escollera recebada, e incluso en algunos casos plataformas de hormigón, que pueden ser parte de la cimentación superficial de la estructura.



Figura 1.1. Puente de ferrocarril con solera protegida por un encachado de escollos que se extiende a lo largo de toda la sección transversal

El principal problema que presenta este tipo de soluciones es que, si bien son capaces de eliminar la erosión local en la zona protegida, también pueden provocar el traslado del problema hacia aguas abajo, donde vuelve a aparecer el material original del lecho. Si la extensión de la zona protegida hacia aguas abajo no es la suficiente, la erosión sigue localizándose en zonas donde todavía se produce afección a la cimentación de las estructuras.

Existen muchos casos documentados en la actualidad de estructuras que han colapsado tras el paso de una avenida, o que presentan daños importantes en alguno de sus elementos, a pesar de que sus cimentaciones estaban “convenientemente” protegidas según las recomendaciones habituales, lo que lleva a pensar que dichas prácticas, pese a que se estén llevando a cabo desde hace mucho tiempo, pueden no ser las más adecuadas bajo ciertas condiciones. Es el caso, por ejemplo, cuando la erosión que se genera por el efecto de la contracción del flujo es importante, donde las fosas de socavación aguas abajo de las zonas protegidas pueden llegar a ser incluso superiores a las que se generarían en ausencia de protección.



Figura 1.2. Erosión aguas abajo de un puente medieval protegido con sillares de grandes dimensiones. Izquierda: Vista general; derecha: detalle.

1.1. Motivación

Existen en la actualidad numerosos puentes fluviales cuya protección contra la erosión del flujo consiste, como se ha comentado, en la colocación de un material que presente mayor resistencia a ser movilizadado. La extensión longitudinal y transversal sobre la que se coloca el elemento de protección varía de unas estructuras a otras, pero en cualquier caso este tipo de materiales siempre produce un cambio de rigideces en la solera del cauce, entre la zona protegida y el lecho natural.

Si bien la erosión local inmediatamente aguas arriba de pilas y estribos queda eliminada por este tipo de actuaciones, y lo mismo puede decirse de la erosión por contracción en la zona de lecho protegido, el flujo sigue conservando la energía que anteriormente se empleaba para movilizar el material del lecho en esta zona. Así, la capacidad erosiva del flujo aguas abajo de la zona protegida es ahora aún mayor que la existente antes de colocar la protección, de manera que la erosión que se produce aguas abajo de la estructura puede ser incluso mayor.

Las dimensiones de las fosas de socavación que aparecen como consecuencia de la interacción entre la erosión por contracción producida por el estrechamiento debido a las subestructuras del puente, y el cambio de rigideces en el material del lecho, son extremadamente importantes. En las Figuras 1.3 y 1.4 se muestran ejemplos de este tipo de erosión en puentes localizados en la Comunidad Valenciana.



Figura 1.3. Fosa de erosión local aguas abajo del puente Xert sobre la Rambla Cervera (Castellón)

En la Figura 1.3 se puede observar como la fosa de socavación ha provocado el descalce de las zapatas de la losa de protección, de manera que la afección a la cimentación de la estructura es tal que se puede producir fácilmente el colapso de la misma. De hecho, pese

a que en el extremo aguas abajo desde donde se toma la fotografía no se observan daños en las subestructuras, el extremo aguas arriba sí presentaba una destrucción importante de varias de las pilas del puente.



Figura 1.4. Puente de Canet sobre el río Palancia (Valencia)

En la Figura 1.4, la losa de hormigón de gran canto, que constituye al mismo tiempo la cimentación de las pilas y estribos del puente y la protección de estos elementos frente a la erosión, queda casi completamente al descubierto. Este puente tuvo que ser cortado provisionalmente hasta que se pudo asegurar la estabilidad del mismo, ya que los daños producidos podrían haber provocado su colapso.

Los procesos de erosión general que se produce en cauces fluviales, sobre todo los constituidos por lechos de material granular, como es el caso de los ejemplos de las fotografías anteriores, tienen sus condiciones críticas de inicio del movimiento claramente definidas. Sin embargo, en procesos locales de erosión, como es el caso de la erosión por contracción y cambio de rigideces del lecho, no es posible aplicar los mismos principios, ya que la misma partícula de material será movilizada antes si está localizada en el entorno de la estructura que si está situada en lo que se podría denominar cauce abierto, es decir, fuera del entorno de afección de aquella.

Dada la importancia de las consecuencias que este tipo de acción fluvial puede llegar a tener, se considera necesario realizar un estudio que permita determinar la influencia que el grado de contracción tiene en estas condiciones de inicio del movimiento, en el caso de puentes con la solera protegida con un material más rígido que el del propio cauce, de manera que se tenga en cuenta en el diseño de este tipo de protecciones y se eviten problemas como los que se están documentando en la actualidad.

1.2. Objetivos

El objetivo principal del presente Trabajo Fin de Máster es el desarrollo de una metodología que permita determinar, en el caso de puentes con la solera protegida, cómo influye en las condiciones críticas de inicio del movimiento el grado de contracción del flujo producido por la estructura. En este trabajo se simplifica el caso general de contracción por pilas y estribos, considerando que la contracción la producen únicamente los estribos del puente. El lecho del cauce por debajo del tablero se considera totalmente rigidizado, totalmente protegido.

El fenómeno descrito se debe estudiar desde el punto de vista de los principales factores intervinientes, entre los que cabe destacar la relación de contracción, las condiciones de aproximación del flujo, las características del material del lecho y de aquel que conforma la actuación de protección, la configuración de la estructura y la distancia del material a movilizar a la misma. En el presente trabajo, se realiza un análisis dimensional para determinar cuáles son estos factores en concreto, y definir consecuentemente, aunque de manera simplificada, el diseño experimental más adecuado.

Los hitos que se pretende alcanzar en la consecución del objetivo planteado se presentan, de manera sintética, a continuación. El desarrollo progresivo de los mismos determina la estructura del presente documento.

- i) Revisar el estado del arte respecto de las metodologías para estimar la erosión local, sobre todo por contracción, en el entorno de puentes fluviales.
- ii) Realizar un análisis dimensional del problema planteado, para encontrar los factores que determinan el mismo, y en base a los cuales se diseñará la campaña de ensayos experimentales.
- iii) Diseñar y llevar a cabo un número suficiente de ensayos en canal sedimentológico, recopilando las medidas necesarias para su posterior análisis.
- iv) Analizar los resultados obtenidos de los ensayos para obtener gráficas de la relación entre las variables de interés (profundidad máxima de socavación, longitud de afección aguas abajo de la estructura) y la relación de contracción.
- v) Aplicar los resultados obtenidos de la investigación al tramo final del río Palancia, a partir de las variables hidráulicas obtenidas mediante simulación matemática de dicho tramo para la avenida del año 2000.

Los resultados obtenidos en esta investigación presentan como principal beneficio una mejora en la estimación de la vulnerabilidad de puentes sobre cauces frente avenidas fluviales, redundando en una reducción del riesgo asociado al colapso de estas estructuras.

1.3. Metodología

Tal y como se indica en el epígrafe anterior, el procedimiento que se sigue para la consecución del objetivo principal del presente trabajo comienza con una revisión exhaustiva de la literatura relacionada con el tema que se trata.

En primer lugar, se realiza una revisión general de los procesos fluviales erosivos en el entorno de estructuras insertas en cauces. Al mismo tiempo, se analizarán las distintas aproximaciones que se han seguido para el estudio de estos fenómenos, así como las formulaciones que se han propuesto para cuantificar las consecuencias de los mismos.

A continuación, se focaliza la revisión en los procesos erosivos directamente relacionados con el objetivo principal de esta investigación, como son la erosión por contracción y por cambio de rigideces en el lecho del cauce. De éstos se busca información tanto del comportamiento hidráulico del flujo, como de las metodologías para evaluar la socavación producida e incluso su evolución a lo largo del tiempo.

De dicha revisión se concluye la necesidad del desarrollo de una serie de ecuaciones o formulaciones que describan tanto las condiciones críticas de inicio del movimiento como la erosión debida a la contracción del flujo aguas abajo de estructuras con la solera protegida. Para determinar estas relaciones, es necesario contar con datos experimentales, en los que se obtengan valores de las variables a analizar en función de los principales factores intervinientes.

La campaña de ensayos experimentales se diseña en base a estos factores y a los medios disponibles en el Laboratorio de Hidráulica y Obras Hidráulicas de la Universitat Politècnica de València. Dichos ensayos se realizarán sobre un canal sedimentológico de lecho móvil, sobre el que se colocarán los elementos necesarios para simular zonas de flujo contraído por el efecto de los estribos de un puente, y zonas de lecho rígido no erosionable por el flujo.

Cada una de las configuraciones experimentales, diseñadas para el análisis del problema que se ha presentado anteriormente, se ensayará por duplicado. El objetivo es eliminar la influencia de factores externos que no se hayan tenido en cuenta, y asegurar las relaciones obtenidas entre las variables analizadas.

En cada uno de los ensayos, además de las medidas fundamentales de profundidad máxima de socavación y extensión o afección del fenómeno aguas abajo de la estructura, se recoge la evolución temporal de la erosión hasta que se alcanza el equilibrio. Esta evolución se documenta tanto con medidas numéricas como con distintas fotografías a lo largo del ensayo. Todos los resultados se recogen en formularios diseñados a tal efecto, convenientemente codificados para poder acceder fácilmente a los resultados de cada ensayo.

Las relaciones obtenidas tras el análisis de los resultados se aplicarán al caso de estudio del tramo final del río Palancia, para la avenida de octubre de 2000. Para este evento se dispone de información hidrológica suficiente, así como datos topográficos y geomorfológicos de campo de la cuenca y cauce del río Palancia previos al paso de la avenida. En el tramo estudiado se localiza el Puente de Canet, que presenta la problemática planteada, y sobre el que se evaluará la capacidad de las formulaciones obtenidas de representar fenómenos a escala real.

2. ESTADO DEL ARTE

2.1. Introducción y descripción del fenómeno

Los procesos de erosión y sedimentación que se producen en cauces fluviales, como consecuencia del paso de sucesivas avenidas, han sido objeto de estudio en numerosas investigaciones. Dentro de estos procesos destaca la erosión local del material que constituye el lecho del cauce en el entorno de estructuras fluviales, por cuanto ésta puede tener consecuencias graves para dichas estructuras al debilitar su cimentación y afectar a su estabilidad. Es por eso que a lo largo de los años se ha perseguido el desarrollo de metodologías que permitan estimar la magnitud de este fenómeno, para así poder proteger de manera eficaz y eficiente las estructuras más vulnerables.

Se define la erosión en el entorno de estructuras como *“el descenso en el nivel del lecho del río, por efecto de la acción del agua, de tal manera que existe una tendencia a exponer la cimentación de dicha estructura. La magnitud de esta reducción por debajo de la que se considera como cota natural del río se denomina profundidad de socavación”* (Melville y Coleman, 2000).

En la clasificación comúnmente aceptada, las principales componentes de la movilización de las partículas del lecho en el entorno de estructuras son, junto con la erosión general del cauce, la erosión por contracción y la erosión local, definiéndose esta última como la directamente asociada a las estructuras, ya sea en pilas o estribos. En la Figura 2.1 se representa el efecto de cada una de ellas sobre un puente con pilas y estribos insertos en el cauce.

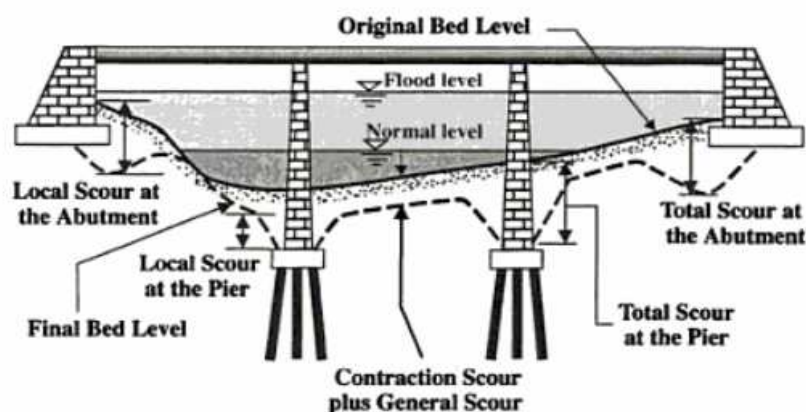


Figura 2.1. Tipos de erosión en puentes (Melville y Coleman, 2000)

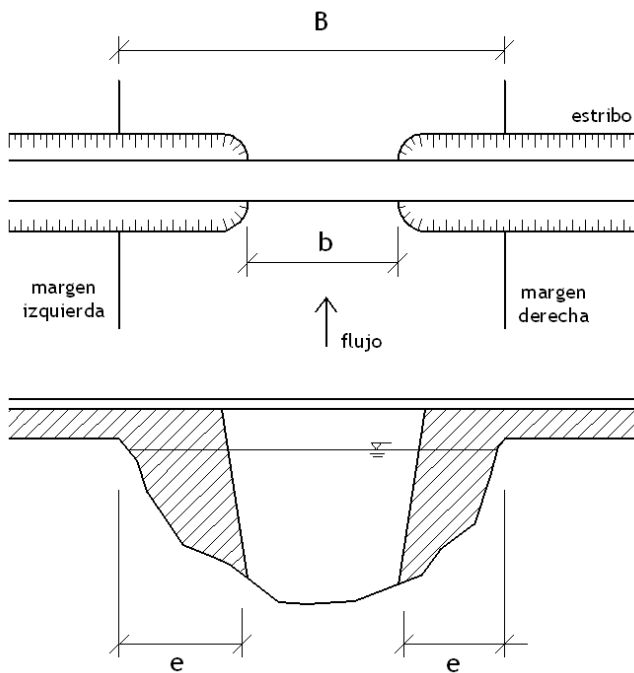
Si bien estos mecanismos se han tratado de manera individual en numerosos trabajos y estudios, su interacción con otros condicionantes presentes en muchas estructuras no está tan definida ni cuantificada.

Es el caso, por ejemplo, del problema que nos ocupa: puentes con la solera protegida por un material más rígido que el que conforma el lecho natural del cauce. En estos casos, el efecto conjunto del cambio de rigideces y la contracción del flujo al pasar entre los elementos subestructurales del puente produce importantes erosiones aguas abajo de la zona protegida, además de la erosión que sigue produciéndose aguas arriba.

La erosión por contracción se produce como consecuencia de la aceleración del flujo, al verse reducida su sección útil de paso cuando algún elemento ocupa parte de la sección del cauce. La velocidad del flujo aumenta en la sección contraída y se incrementa su capacidad erosiva, desarrollándose mayores tensiones tangenciales en el lecho.

Si se denomina relación de contracción a la relación entre el ancho del obstáculo (en este caso, considerándose el caso más sencillo de un puente sin pilas, el obstáculo lo constituye la parte de los estribos que se introducen en el cauce) y el ancho original del cauce, la erosión producida será mayor cuanto mayor sea la relación de contracción, definiéndose ésta como:

$$\text{relación de contracción} = \frac{2e}{B} = 1 - \frac{b}{B} \quad [2.1]$$



Donde (Figura 2.2):

e = dimensión en sentido perpendicular al flujo del elemento que causa el estrechamiento de la sección.

B = ancho original del cauce, fuera de la sección contraída.

b = ancho libre o útil para el flujo en la sección contraída, calculado como $B - 2e$.

Figura 2.2. Contracción del flujo por efecto de los estribos de un puente

La erosión comienza en cuanto se produce el aumento de velocidades, pero en el caso de que la sección donde se produce el estrechamiento esté protegida por un material no erosionable, la energía del flujo para movilizar el material prácticamente se conserva hasta aguas abajo, donde vuelve a aparecer el material aluvial natural del lecho, que es donde se produce ahora la erosión.

En la Figura 2.3 se representa, de manera esquemática, la planta y el alzado del lecho del cauce en estructuras protegidas cuando, tras un cierto tiempo, y partiendo de un cauce con pendiente constante en el entorno de la estructura, se ha alcanzado de nuevo el equilibrio.

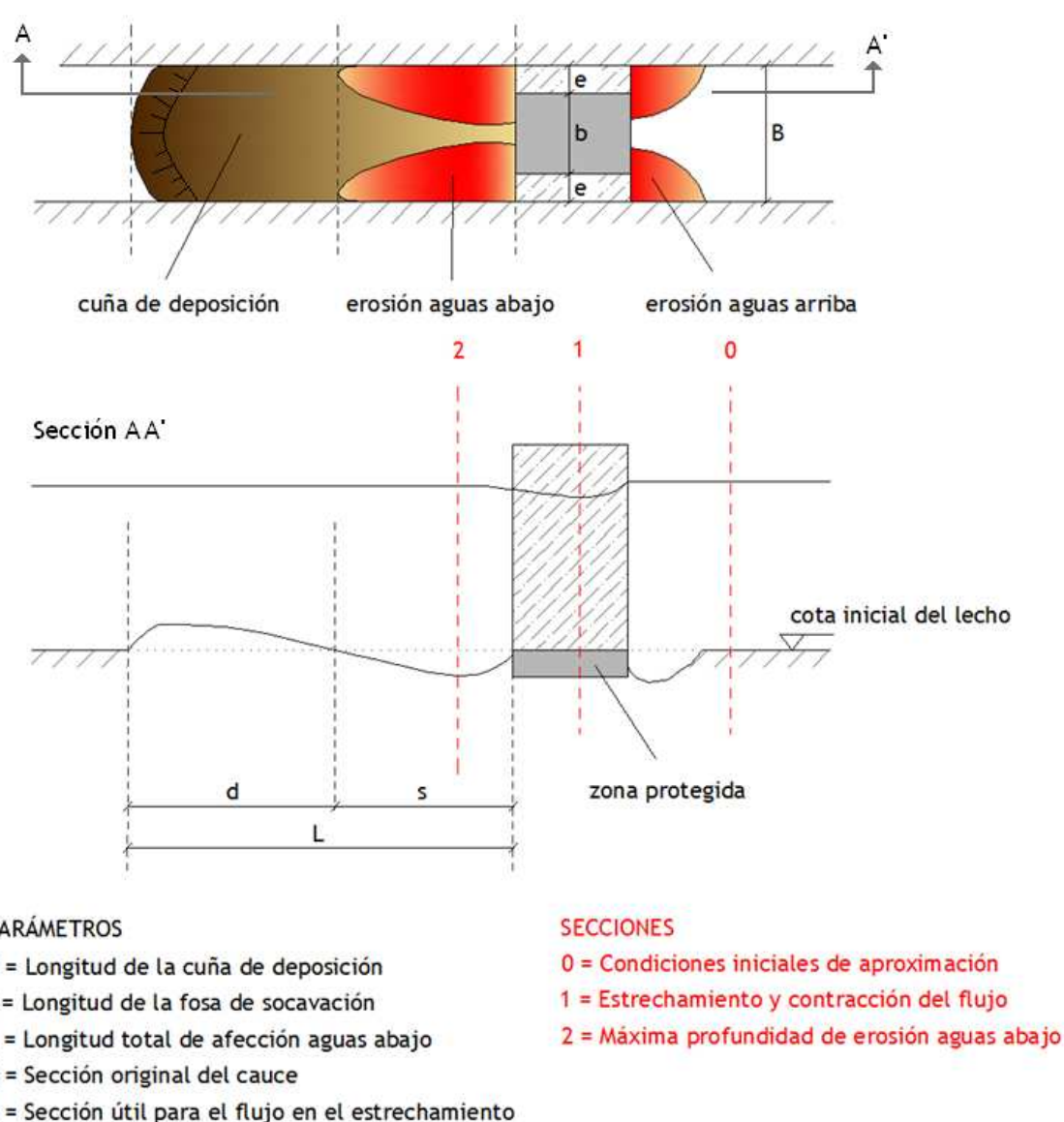


Figura 2.3. Esquema en planta y alzado del fenómeno que se pretende estudiar

Dadas unas ciertas condiciones del flujo de aproximación (sección 0), y una determinada relación de contracción en la sección donde se produce el estrechamiento (sección 1), el flujo aumenta su velocidad y comienza a erosionar inmediatamente aguas abajo de la sección protegida. Es aquí donde se distingue una zona erosionada, correspondiente a la fosa de socavación, con una profundidad máxima a cierta distancia de la estructura (sección 2) y una zona donde se produce sedimentación de material, denominada cuña de deposición. El material depositado se corresponde con el material erosionado tanto aguas abajo como aguas arriba de la estructura, siempre y cuando no haya transporte de sedimentos adicionales en el cauce.

La erosión aguas arriba se produce por la desaceleración del flujo al impactar contra la parte del estribo que invade el cauce. Esta desaceleración da lugar a una diferencia de presiones, lo que crea un flujo descendente que va erosionando el material situado en la base del estribo. Se trata de la denominada socavación en estribos. Nuevamente, esta erosión sería mayor si la zona situada bajo el tablero del puente no se encontrara protegida, por lo que parte de la capacidad erosiva del flujo se reserva para erosionar aguas abajo, cuando desaparece la protección.

En el presente capítulo se realiza una revisión del Estado Actual de la Técnica en relación al fenómeno que se pretende estudiar, comenzando por una búsqueda de información general sobre los procesos de erosión que se producen en cauces fluviales, y otra más específica sobre aquellos que se dan en el entorno de estructuras y cómo se han ido abordando los mismos a lo largo del tiempo.

A continuación, y después de analizar en detalle la socavación en estribos, se presentan las metodologías que analizan de manera concreta los dos fenómenos que actúan, de forma conjunta, en el problema estudiado: la erosión por contracción y la asociada a un cambio de rigideces de la sección del lecho.

Por último, se comentan las nuevas tendencias en cuanto al tipo de metodologías empleadas para el análisis de procesos erosivos, revisando los resultados de las formulaciones convencionales y comparando los mismos con nuevas aproximaciones, aplicadas a la resolución de problemas marcadamente no lineales.

2.2. La erosión fluvial

La erosión fluvial es uno de los procesos responsables de modificar la morfología de los ríos que mayores cambios produce en el curso de los mismos. Es el resultado de la acción del agua, que excava, transporta y sedimenta los materiales que conforman el lecho del cauce, hasta que se alcanza un nuevo equilibrio morfodinámico.

Entre los distintos tipos de erosión fluvial que se pueden identificar, existe una clasificación fundamental que los divide entre procesos de erosión general y procesos de erosión local, siendo la erosión total la suma de todos los anteriores.

La erosión general es un proceso a largo plazo que se da de manera natural hasta que el río alcanza su perfil de equilibrio, aunque en algunos casos puede tener su origen en una acción antrópica. La erosión general, junto con la deposición de los materiales movilizados en localizaciones aguas abajo, son procesos naturales a través de los cuales el curso fluvial evoluciona y cambia a lo largo del tiempo.

Por otra parte, se entiende por procesos de erosión local aquellos que están directamente relacionados con la presencia de una estructura en el cauce que altera el patrón del flujo, ya sea frenándolo, acelerándolo o cambiando su dirección, lo que produce la movilización del material en el entorno de dichas estructuras. Entre los diferentes tipos de erosión local se encuentran la erosión por contracción, la erosión por cambio de rigideces en el material del lecho, la socavación en pilas y la socavación en estribos.

Con frecuencia se dan en una estructura varios fenómenos de erosión local al mismo tiempo. Y estos pueden desarrollarse, a su vez, bajo dos tipos de condiciones, en función de que exista o no transporte de sedimentos desde secciones situadas aguas arriba.

Si no existe transporte de sedimentos, se dice que la erosión se produce en condiciones de aguas claras. Esta situación se da tanto si no existe transporte de ningún tipo como si el material se transporta fundamentalmente en suspensión, y en cantidad menor que la capacidad del flujo. Por ejemplo, cuando el lecho del cauce está formado por un sedimento de gran tamaño, si existe efecto de armado del lecho, los fenómenos erosivos se estudiarán en condiciones de aguas claras.

Al contrario, si las tensiones tangenciales que el flujo desarrolla sobre los contornos móviles, aguas arriba de la zona donde se encuentra la estructura, son suficientes para movilizar el material del lecho y éste es transportado hasta el lugar donde se produce la erosión local, entonces ésta se produce en condiciones de lecho vivo.

La diferencia fundamental entre ambos casos es que, en situación de aguas claras, la erosión local se produce hasta que la capacidad erosiva del flujo dentro de la fosa de

socavación ya no es capaz de seguir movilizando y arrastrando el material; por otra parte, en el caso de lecho vivo, la fosa de socavación se desarrolla hasta que se alcanza un equilibrio entre el material aportado desde aguas arriba y el material que se extrae por erosión.

En la Figura 2.4 se puede observar cómo los procesos de erosión en condiciones de lecho vivo son cíclicos, con un vaciado y llenado periódico de la fosa de socavación, mientras que en condiciones de aguas claras la profundidad de socavación aumenta constantemente, hasta llegar al máximo.

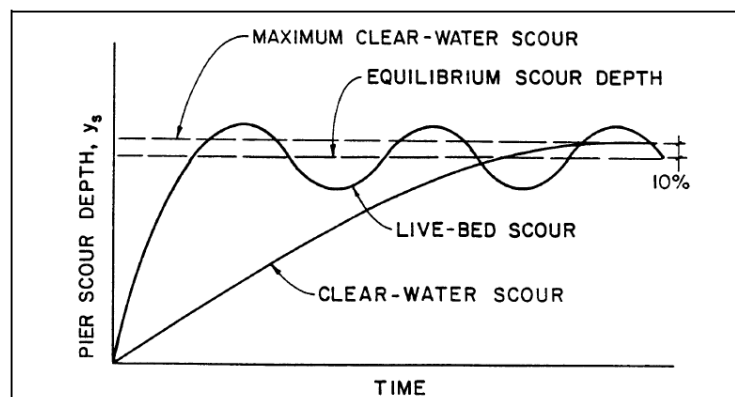


Figura 2.4. Evolución de la socavación en pilas de puente. Diferencia entre condiciones de lecho vivo (*live-bed*) y aguas claras (*clear-water*) (FHWA, 2012)

Otro apunte interesante en cuanto a las condiciones del lecho en los procesos de erosión es que, en función de las características del material del lecho, es posible encontrar condiciones de lecho vivo y de aguas claras incluso en el mismo episodio de crecida. El motivo es que la magnitud del caudal, y por tanto de la capacidad de erosionar y transportar sedimentos del flujo, varían a lo largo del evento.

Las condiciones críticas que dan lugar al inicio de los procesos erosivos en el caso de la erosión general en cauces aluviales, están claramente definidas a través de la relación entre la tensión tangencial ejercida por el flujo y la tensión crítica (resistencia) del material aluvial.

Las tensiones que el flujo desarrolla sobre lechos y márgenes de material granular se pueden calcular a través la velocidad de corte, que se define como la velocidad del flujo a la altura de las partículas que conforman el contorno móvil. Una vez calculada esta velocidad, que es función de la velocidad media del flujo, el radio hidráulico y el diámetro medio del material, se pueden calcular las tensiones tangenciales desarrolladas según la expresión:

$$\tau_0 = u_*^2 \rho \quad [2.2]$$

Donde u_* es la velocidad de corte y ρ es la densidad del fluido.

Para evaluar si, dadas estas tensiones, el flujo es capaz de movilizar el material del lecho y se va a producir, por tanto, erosión general, se recurre a la definición de la tensión crítica de corte, que es función tanto del peso específico sumergido como del diámetro medio del material del lecho, y se puede obtener a partir de las relaciones derivadas del Ábaco de Shields (1936).

Este gráfico relaciona el número de Reynolds de corte con el denominado parámetro de Shields, número de Froude densimétrico o tensión crítica de Shields, a través del cual se puede obtener la tensión crítica de corte. En la Figura 2.5 se presenta este ábaco, con un tercer parámetro adimensional que introdujo en 1975 la American Society of Civil Engineers (ASCE), para facilitar la utilización del mismo.

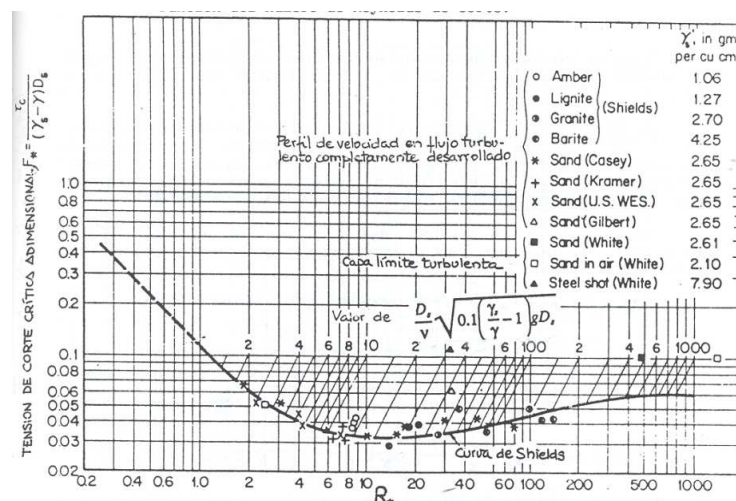


Figura 2.5. Ábaco de Shields con las líneas del parámetro adimensional introducido en el ASCE Sedimentation Manual. (ASCE, 1975)

Aunque el parámetro de Shields es función del número de Reynolds de corte (Re^*), en la mayoría de los casos el flujo en cauces es turbulento y rugoso ($Re^* > 200$), y para estos valores el parámetro de Shields tiende a un valor constante. Si se emplea el valor propuesto por Meyer-Peter y Muller (1948), de 0.047, obtenido aplicando su fórmula de arrastre de fondo para el inicio del movimiento, la tensión crítica se puede obtener a partir de la siguiente expresión:

$$\tau_c = 0.047(\gamma_s - \gamma)D \quad [2.3]$$

Donde γ_s es el peso específico de las partículas, γ es el peso específico del agua, y D es el diámetro medio del material del lecho.

Si las tensiones tangenciales desarrolladas superan la tensión crítica de inicio del movimiento, se producirá la erosión del material.

Con esta metodología se consigue determinar de manera muy satisfactoria las principales zonas de erosión que se producen en un cauce tras el paso de un caudal determinado. Sin embargo, por motivos que se exponen en los epígrafes siguientes, no es posible aplicar la misma metodología a los casos de erosión local.

2.3. Procesos erosivos en el entorno de estructuras fluviales

La característica principal de los procesos de erosión locales (los asociados a estructuras insertas en el cauce fluvial), que impide tratarlos con la misma metodología que los procesos de erosión general, es el carácter claramente tridimensional del flujo en este tipo de fenómenos. Aparecen vórtices y otros patrones complejos del campo de velocidades (debidos a los propios obstáculos que las pilas, estribos y otros elementos suponen para el flujo) una vez las fosas de socavación han comenzado a formarse, y son capaces de incrementar la magnitud de la erosión. Esto hace que las condiciones críticas de inicio de movimiento en este tipo de casos no se puedan asimilar a las del mismo material situado fuera del entorno de afección de la estructura.

A igualdad de material, las velocidades que movilizan partículas localizadas en las proximidades de una estructura son menores que aquellas que movilizarían esta misma partícula localizada fuera de la zona de influencia de la misma (Chiew, 1995). Es decir, cuanto más próxima a la estructura se encuentre la partícula, más susceptible es ésta de ser movilizada a igualdad de otros factores.

Existen estudios de erosión local en varios tipos de estructuras distintas. Ya desde mediados del siglo XX, Breusers (1966) comienza a investigar sobre la influencia de la geometría y de las condiciones del flujo de aproximación en el desarrollo de fosas de socavación producidas en el entorno de estructuras hidráulicas, como son los aliviaderos de las presas, que siguen siendo objeto de estudio en la actualidad (Dargahi, 2003; Mazumder, 2005).

Pero no es necesario recurrir a estructuras de tanta entidad como son los aliviaderos de grandes presas para encontrar estudios sobre erosión localizada.

Por ejemplo, sobre el estudio de la erosión relacionada con el salto hidráulico que se genera aguas abajo de pequeños azudes o estructuras de control también existen numerosas referencias. Los trabajos realizados en este ámbito son, en la mayoría de los

casos, estudios experimentales donde se comprueba la validez de las expresiones teóricas existentes con los resultados obtenidos en los ensayos, a la vez que se proponen nuevas ecuaciones o se introducen factores adicionales en las ya existentes.

Una referencia importante de este tipo de trabajos es el realizado por Bormann y Julien (1991) (Figuras 2.6 y 2.7), donde se estudiaron hasta 88 configuraciones distintas en un canal de gran escala para evaluar la erosión producida aguas abajo de una estructura de control.

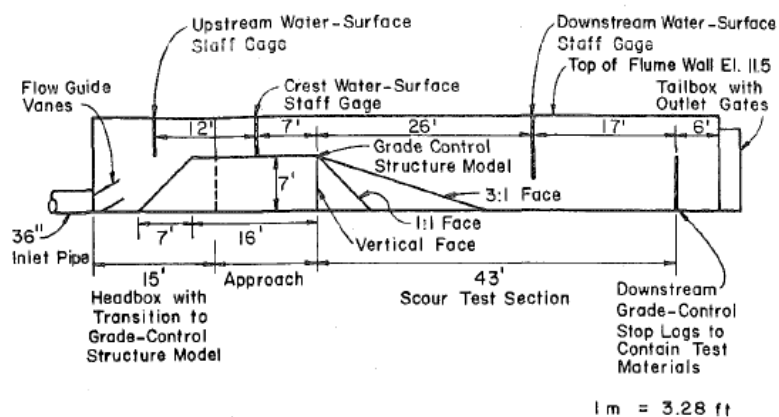


Figura 2.6. Esquema de un canal de ensayos de gran escala, de más de 25 metros de longitud total (Bormann y Julien, 1991)

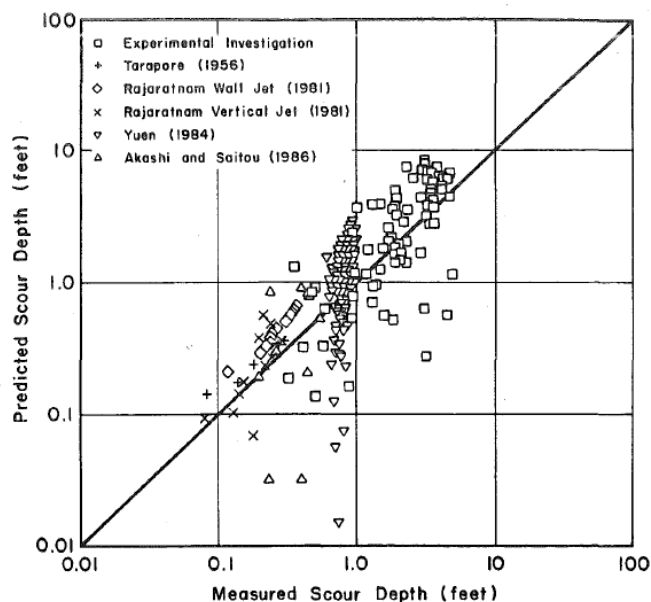


Figura 2.7. Comparación de valores de socavación medidos experimentalmente y calculados mediante formulaciones existentes (Bormann y Julien, 1991)

Las conclusiones en este tipo de estudios se obtienen a partir de la realización de una serie de ensayos en canal sedimentológico con distintas configuraciones, donde se varían los factores que influyen a priori. Una vez concluidos los ensayos y analizados los resultados, se determinan cuáles son las variables de las que depende realmente el fenómeno. En muchos casos, no se buscan sólo relaciones que permitan cuantificar la profundidad total de socavación, sino también la evolución temporal del fenómeno hasta su estabilización (Farhoudi y Smith, 1985; Oliveto *et al.*, 2011).

Más numerosos son los estudios y metodologías existentes para determinar la profundidad máxima de socavación que se produce aguas arriba de pilas y estribos de puentes. Ésta profundidad se calcula en función de un cierto número de parámetros relacionados con las condiciones hidráulicas de aproximación del flujo, la forma y las dimensiones del elemento, y las características del material del lecho, entre otros.

Es el caso, por ejemplo, de las metodologías que tradicionalmente se aplican para evaluar este fenómeno, como la ecuación de la Colorado State University (Richardson *et al.*, 1990), la ecuación de Melville (Melville y Coleman, 2000), la de Raudkivi (Bresusers y Raudkivi, 1991) o la de Froehlich (1995), aplicables tanto en condiciones de lecho vivo (con transporte de sedimentos en el cauce) como de aguas claras.

Como ejemplo, se presenta a continuación la ecuación de la Colorado State University, que se completa con tablas y gráficas (ver Figura 2.8) que permiten determinar el valor de los factores que intervienen:

$$d_s = K_1 * K_2 * K_3 * K_4 * a^{0.65} * y^{0.35} * F^{0.43} \quad [2.4]$$

donde d_s representa la máxima profundidad de socavación alcanzada, K_i son factores de corrección por forma de las pilas, ángulo de ataque del flujo, condición del lecho y corrección por armado del material del lecho, a es el ancho de la pila y el resto son parámetros hidráulicos del flujo de aproximación (calado “ y ”, y número de Froude “ F ”).

Correction Factor, K_1 , for Pier Nose Shape		Increase in Equilibrium Pier Scour Depth, K_3 , For Bed Condition		
Shape of Pier Nose	K_1	Bed Condition	Dune Height H feet	K_3
(a) Square nose	1.1	Clear-Water Scour	N/A	1.1
(b) Round nose	1.0	Plane Bed and Antidune Flow	N/A	1.1
(c) Circular cylinder	1.0	Small Dunes	$10 > H \geq 2$	1.1
(d) Group of cylinders	1.0	Medium Dunes	$30 > H \geq 10$	1.1 to 1.2
(e) Sharp nose (triangular)	0.9	Large Dunes	$H \geq 30$	1.3

Figura 2.8. Ejemplos de tablas para obtener el valor de algunos factores de corrección para la ecuación del CSU (HEC-RAS Hydraulic Reference Manual)

En el caso de los puentes, la socavación o erosión local de las subestructuras del mismo no es la única componente del problema. La interacción cauce-puente en avenida supone una serie de problemas adicionales entre los que cabe citar los asociados a: una capacidad hidráulica insuficiente de la sección de paso, acciones hidrodinámicas del flujo sobre la estructura, la erosión general y la erosión por contracción (National Research Council, 2011; Menéndez *et al.*, 2012). La erosión por contracción, debida a la aceleración del flujo que supone el estrechamiento de la sección por pilas y estribos, y en última instancia, la erosión general en el curso fluvial, incrementan la magnitud y el alcance del fenómeno.

La socavación en estribos puede llegar a ser tan relevante como la socavación en pilas de puente, tanto en magnitud como en importancia, por cuanto éstos también son elementos subestructurales del puente, y un descalce de los mismos puede provocar igualmente el colapso de la estructura. El modelo del flujo en el entorno de estos elementos, así como los tipos de situaciones que se pueden dar en función de la localización, geometría y posición del estribo, o la condición del lecho, se desarrollan en profundidad en el epígrafe 2.4.

En cuanto a la erosión por contracción, si bien es un fenómeno que puede darse en episodios de crecidas en zonas donde se produzca la contracción del flujo por un estrechamiento natural de la sección transversal del cauce, suele estar más relacionada a la presencia de estructuras, ya que los estribos y pilas de las mismas producen necesariamente una reducción de la sección útil para el flujo. El efecto de contracción puede ser aún mayor si existe flujo desbordado, ya que los terraplenes de la carretera que pasa por el puente obligan al flujo a volver al cauce natural.

La erosión por contracción se puede dar tanto en condiciones de aguas claras como en condiciones de lecho vivo, y en este último caso suele ser un fenómeno cíclico, con vaciado y relleno de la fosa de socavación a lo largo de la crecida. La erosión por contracción, al ser uno de los procesos fundamentales que se producen en el problema estudiado en el presente trabajo, se desarrolla por separado en el epígrafe 2.5.

Por último, y como mecanismo también interviniente en el problema planteado, se pueden encontrar procesos de erosión producidos por un cambio de rigideces en el material del lecho. Los motivos por los que se coloca un material diferente al material aluvial del cauce suelen estar relacionados con funciones de protección de elementos de estructuras o corrección de pendientes. Pese a que cumplen la función para la que han sido diseñados y colocados, también se producen grandes erosiones aguas abajo de los mismos. Estas erosiones pueden llegar a provocar el descalce del elemento, que no sólo dejaría de

cumplir su cometido, sino que podría llegar a producir daños aún mayores que si no se hubiera colocado.

La protección que se coloca en la solera de muchos puentes produce un cambio de rigideces entre la sección protegida y la sección inmediatamente aguas abajo, y es por eso que también se realiza una revisión detallada de los trabajos que tratan este tema, que se expone en el epígrafe 2.6 del presente capítulo.

2.4. Socavación en estribos

Los estribos constituyen los apoyos laterales de los puentes, y son el elemento que transmite directamente los esfuerzos al terreno de las márgenes. Aunque un puente sea exento (sin pilas), sigue teniendo estribos. Cuando parte de los mismos se introducen dentro del cauce éstos suponen un elemento muy importante de obstrucción al flujo.

Entre los factores que pueden causar daño a los estribos de un puente tras el paso de una avenida destacan la erosión por contracción y la erosión local o socavación en la base del estribo. Estos daños pueden agravarse cuando se dan situaciones de flujo por encima del estribo, migración lateral del cauce, etc. En cualquier caso, la obstrucción del flujo, y la subsecuente contracción y turbulencia producidas son las razones por las que se inician estos procesos.

El campo de velocidades del flujo en el entorno de los estribos es muy complejo, y se vuelve todavía más conforme se crea la fosa de socavación en su base (Figura 2.9). La obstrucción que supone la pared del estribo aguas arriba crea un flujo descendente que empieza a erosionar el material al pie del estribo, de manera similar a lo que ocurre en la base de las pilas. Esta erosión empieza a crear la fosa de socavación, y en el interior de la misma se desarrollan los vórtices principales, tridimensionales (similares a los denominados vórtices de herradura en el caso de pilas de puentes) que incrementan la magnitud del problema. Aguas abajo del estribo, se forman una serie de vórtices de estela, que amplían la extensión de la fosa de socavación, pero no producen erosiones mayores que aguas arriba (Kwan, 1989).

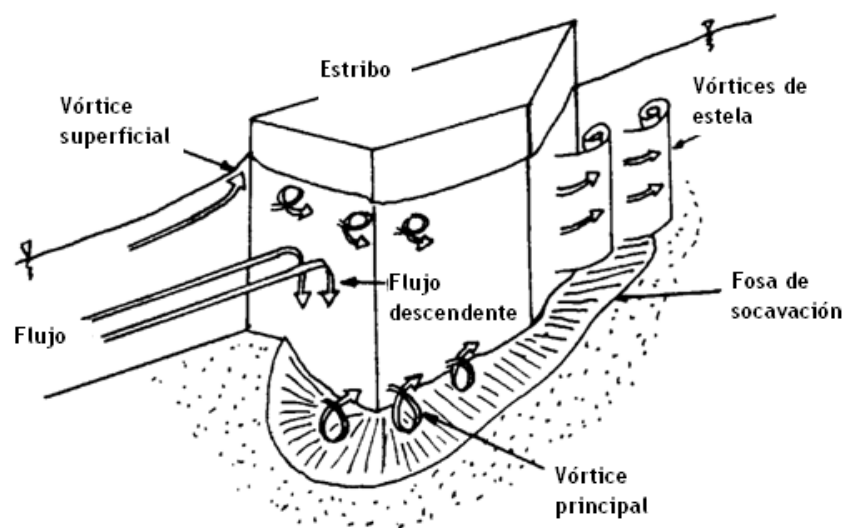


Figura 2.9. Flujo alrededor de un estribo y fosa de socavación producida
(Melville y Coleman, 2000. Adaptado)

La longitud del estribo que obstruye al flujo influye en los procesos de erosión local. Aunque la mayor profundidad de socavación se produce en el extremo final del estribo, si éste es suficientemente largo también se pueden crear corrientes en sentido inverso en la zona próxima a las márgenes. Cuanto más largo es el estribo, mayor carácter bidimensional tiene el flujo en sus proximidades (Figura 2.10).

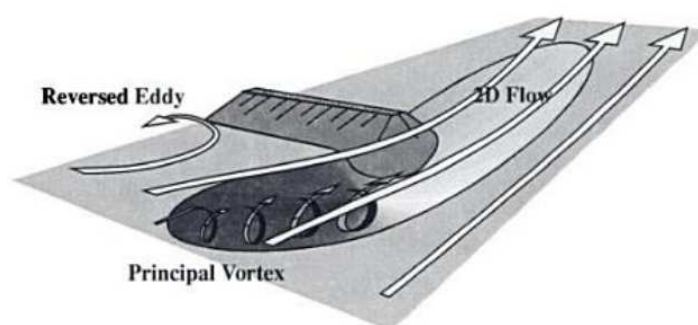


Figura 2.10. Esquema del flujo a lo largo de un estribo de gran longitud
(Melville y Coleman, 2000)

La socavación en estribos depende de la relación entre el flujo obstruido y el que circula por el canal principal, la forma y longitud del estribo, las características del material del lecho, la forma de la sección transversal del cauce y la alineación del estribo con respecto a la dirección del flujo.

Las principales ecuaciones empleadas para determinar la profundidad máxima de socavación que se alcanza en estribos de puentes están basadas en datos de laboratorio.

Laursen (1980), propone dos ecuaciones obtenidas a partir de la fórmula de Manning y de sus ecuaciones de transporte de sedimentos, considerando un cambio en las relaciones de transporte debidas a la aceleración del flujo causada por el estribo. Las formulaciones se pueden aplicar a aguas claras:

$$\frac{a}{y_1} = 2.75 \left(\frac{y_s}{y_1} \right) \left[\frac{\left(\frac{y_s}{11.5y_1} + 1 \right)^{7/6}}{\left(\frac{\tau_1}{\tau_c} \right)^{0.5}} - 1 \right] \quad [2.5]$$

o a lecho vivo:

$$\frac{y_s}{y_1} = 1.5 \left(\frac{a}{y_1} \right)^{0.48} \quad [2.6]$$

Los parámetros que intervienen en estas ecuaciones para obtener la profundidad máxima de socavación (y_s) son el calado aguas arriba (y), la longitud de estribo que penetra en el cauce (a), las tensiones tangenciales desarrolladas (τ) y la tensión tangencial crítica del material del lecho (τ_c). El subíndice “1” hace referencia a la sección aguas arriba de la contracción.

Froehlich (TRB, 1989) propone expresiones derivadas de un análisis dimensional y una regresión de datos de ensayos realizados en laboratorio. En este caso, también existe una ecuación para aguas claras:

$$\frac{y_s}{y_1} = 0.78 \cdot K_1 \cdot K_2 \cdot \left(\frac{a}{y_1} \right)^{0.63} F^{1.16} \left(\frac{y_1}{D_{50}} \right)^{0.43} \sigma_g^{-1.87} + 1 \quad [2.7]$$

Y otra para lecho vivo:

$$\frac{y_s}{y_1} = 2.27 \cdot K_1 \cdot K_2 \cdot \left(\frac{a}{y_1} \right)^{0.43} F^{0.61} + 1$$

[2.8]

En la formulación de Froehlich intervienen los parámetros indicados para la de Laursen, además del número de Froude del flujo de aproximación (F) y dos coeficientes que dependen de la forma del estribo (K_1) y de la orientación del mismo respecto del flujo (K_2).

Estas ecuaciones sólo tienen en cuenta la socavación local, y se les ha de sumar posteriormente la magnitud correspondiente a la erosión por contracción. Además, en todas ellas se incluye el efecto de la longitud del estribo que penetra en el cauce. En algunos casos, esto puede resultar demasiado conservador, debido a las diferencias que se observa entre los ensayos realizados en laboratorio y la misma situación en los casos reales, donde gran parte del estribo se encuentra fuera del cauce principal, y está afectado por un flujo mucho menor. En la actualidad, en estudios llevados a cabo por el

National Cooperative Highway Research Program (NCHRP, 2010), se han desarrollado ecuaciones que tienen más en cuenta la relación entre el flujo obstruido por el estribo y el flujo en el cauce principal que la propia longitud del estribo. En estas ecuaciones se evalúa la erosión total en el entorno de estribos tomando como referencia la erosión por contracción, y multiplicándola por un factor que depende, fundamentalmente, de las condiciones del lecho. En este estudio se recalca también la necesidad de emplear modelos bidimensionales para tratar la erosión en el entorno de estribos.

De la posición del estribo respecto al cauce principal (Figura 2.11), y de la condición del lecho (aguas claras o lecho vivo), se pueden definir hasta 5 casos distintos de socavación en estribos.

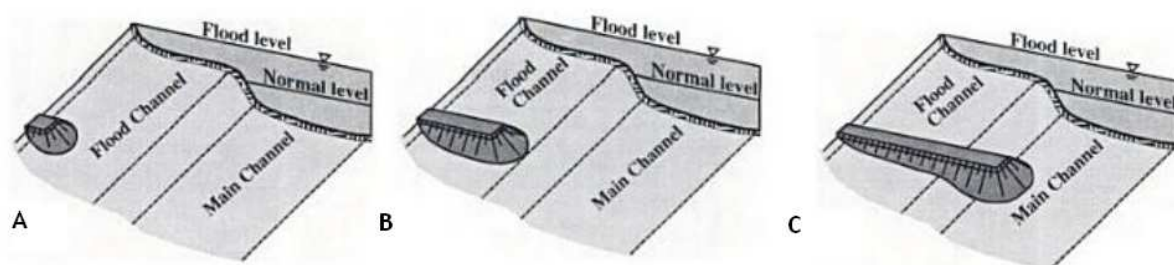


Figura 2.11. Distintas posiciones del estribo en el cauce: A) Cerca del límite del cauce de avenidas, B) Cerca del límite del cauce menor o principal y C) Dentro del cauce principal. (Melville y Coleman, 2005)

Los casos que se pueden encontrar son los que se enumeran a continuación:

- 1) Estribo en cauce menor con flujo sólo en dicho cauce.
- 2) Estribo en cauce menor, con flujo tanto en dicho cauce como en el cauce de avenidas.
- 3) Estribo en cauce de avenidas, a una cierta distancia del límite del cauce principal.
- 4) Estribo en vano de alivio.
- 5) Estribo en el límite del cauce principal.

Para los casos 1 y 2, pueden ser aplicables tanto las ecuaciones de lecho vivo como de aguas claras, ya que puede existir o no transporte de sedimentos en el cauce principal.

Los casos 3 y 4 se darán en general en condiciones de aguas claras, ya que el flujo en el cauce de inundación es más somero, y probablemente estas zonas estén vegetadas, lo que dificulta la erosión y transporte de sedimentos.

El caso 5 es el más complejo de analizar, y para el mismo se han desarrollado formulaciones específicas.

En los ensayos de laboratorio que se realizarán en el presente trabajo, el caso que mejor representa la situación analizada es el caso 1, ya que en el canal sedimentológico sólo existe un cauce principal, y todo el flujo discurre por el mismo, con los estribos insertos en él.

2.5. Erosión por contracción

La erosión por contracción puede darse de manera natural en cauces debido al estrechamiento de la sección transversal de los mismos, pero una de las principales localizaciones de este problema fluvial es en el entorno de los puentes, debido al estrechamiento que producen las pilas y la parte de los estribos que penetra en el cauce.

La erosión por contracción puede producirse tanto en condiciones de aguas claras como en condiciones de lecho vivo, y está directamente relacionada con el grado de estrechamiento o relación de contracción en la sección transversal del cauce. Mientras que la socavación se presenta en el entorno del elemento inserto en el cauce, la erosión por contracción se produce a lo largo de toda la sección transversal, presentándose diferentes profundidades de socavación en el sentido longitudinal del flujo. Además puede extenderse una mayor distancia aguas abajo de la estructura, provocando una afección a la cimentación de la misma de igual o mayor entidad que la erosión local (FHWA, 2012).

Cuando la erosión por contracción se produce en condiciones de lecho vivo pueden producirse sucesivas extracciones y rellenos de material dentro de la fosa de socavación, fluctuando en torno a una profundidad de equilibrio. Este valor de profundidad de socavación es similar a la que se alcanzaría en condiciones de aguas claras, aunque es, en general, menor. Cuando existe transporte de sedimentos en los cauces, durante la etapa final del paso de la avenida (recesión) la fosa de socavación puede rellenarse con el material que empieza a depositarse, lo que puede disimular la profundidad realmente alcanzada.

El problema básico del análisis de la erosión por contracción es el de un flujo permanente a lo largo de un tramo contraído, de sección rectangular, largo y recto (Figura 2.12).

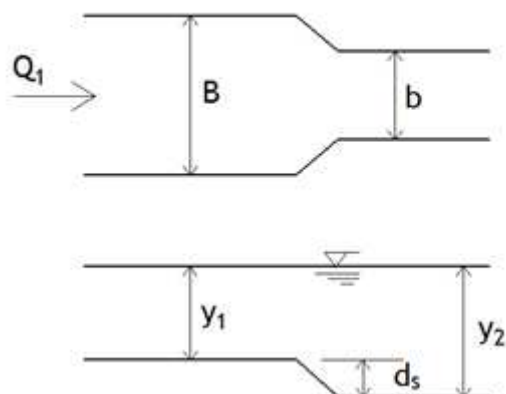


Figura 2.12. Flujo estacionario a lo largo de una contracción en sección recta y de suficiente longitud

Asumiendo que los cambios de velocidad y las pérdidas entre la sección original y la contraída son despreciables, la profundidad de socavación cuando se alcanza el equilibrio viene dada por la siguiente expresión:

$$d_{se} = y_2 - y_1 \quad [2.9]$$

Straub (1934) presentó un análisis simplificado de este problema. Uno de los principales referentes en el estudio de la erosión en puentes incluyendo la erosión por contracción, Laursen (1960, 1980), amplió el trabajo de Straub, y a éste siguieron otros investigadores como Komura (1966) y Gill (1981) en la estimación de las profundidades máximas de erosión alcanzadas tras contracciones del flujo.

De manera análoga a los casos presentados en el epígrafe de socavación en estribos, existen cuatro casos típicos de erosión por contracción, que se presentan y desarrollan a continuación.

Caso 1. Existe flujo desbordado fuera del cauce principal, que es obligado a volver a éste debido a la obstrucción que provocan los estribos o terraplenes en las proximidades del cauce (Figura 2.13, izquierda). En este caso se pueden dar tanto condiciones de aguas claras como de lecho vivo. Para determinar si se da o no deposición de material, se ha de calcular el ratio entre la velocidad crítica de corte en la sección contraída y la velocidad de caída asociada al diámetro medio del material que se está transportando. Si el ratio es mucho mayor que 2, el material no se depositará, y las condiciones serán de aguas claras.

Caso 2. El flujo no excede los límites del cauce principal (Figura 2.13, derecha). Al igual que en el caso anterior, se pueden dar tanto condiciones de lecho vivo como de aguas claras, con las mismas consideraciones.

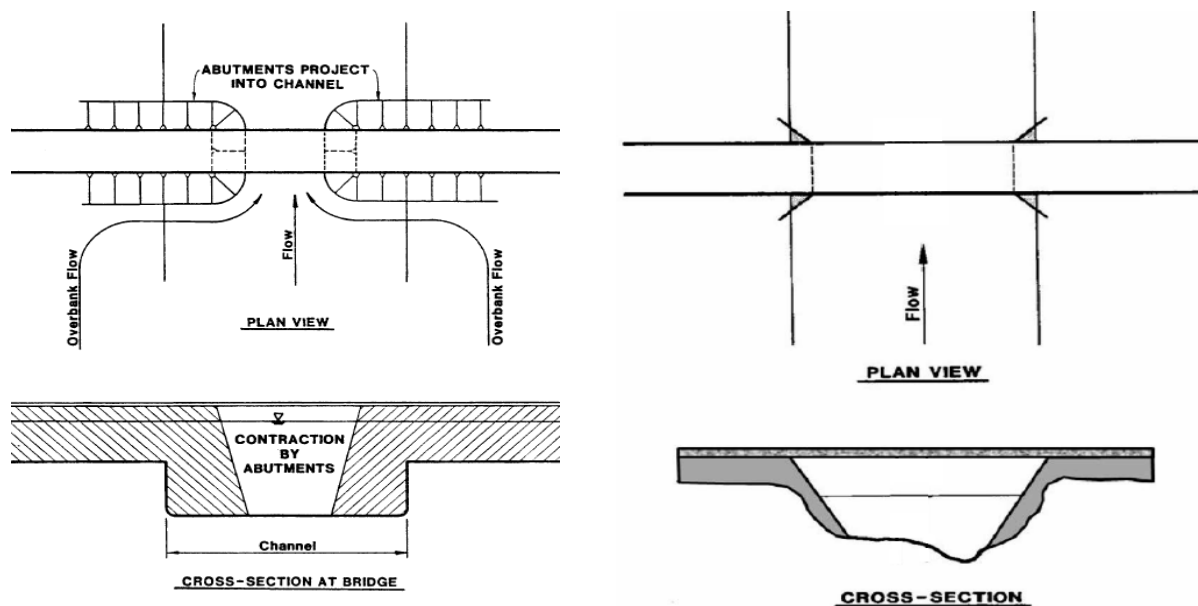


Figura 2.13. Caso 1 (izquierda) y caso 2 (derecha) de erosión por contracción (FHWA, 2012)

Caso 3. Puentes en vanos de alivio en zonas de la llanura de inundación, donde no hay prácticamente transporte de sedimentos, y se dan condiciones de aguas claras (Figura 2.14, izquierda). Es bastante común fuera del cauce principal que no exista transporte de sedimentos, bien porque estas zonas suelen estar vegetadas, o bien porque el transporte es de material muy fino, que suele ser en suspensión.

Caso 4. Puentes en vanos de alivio en zonas de la llanura de inundación donde sí existe transporte de sedimentos (Figura 2.14, derecha). Es un caso similar al caso 1, pero donde el puente está situado sobre un cauce secundario de la llanura de inundación. Se establece una diferencia con el caso 1 porque se requiere un análisis adicional para establecer el reparto de caudales entre el cauce principal y el secundario.

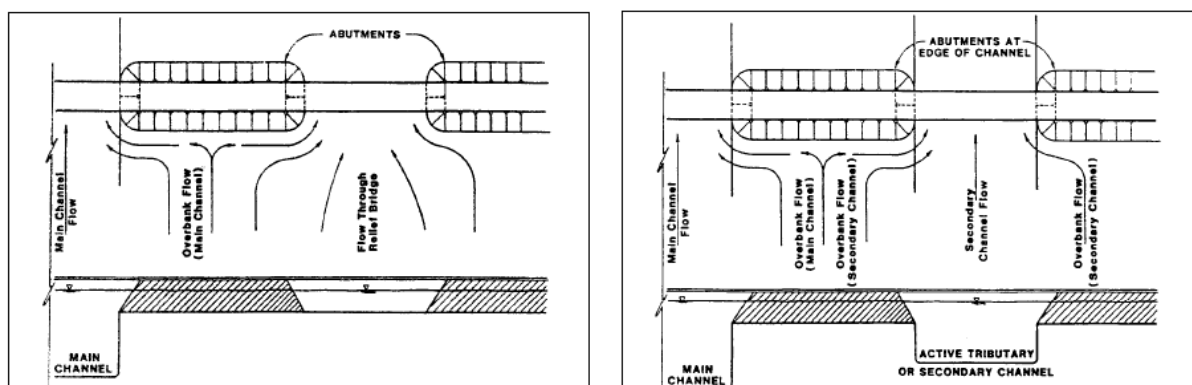


Figura 2.14. Caso 3 (izquierda) y caso 4 (derecha) de erosión por contracción (FHWA, 2012)

Para los casos donde se da erosión por contracción en condiciones de lecho vivo, la expresión general de las ecuaciones de Laursen es:

$$\frac{Y_2}{Y_1} = \left(\frac{Q_2}{Q_1}\right)^{6/7} \left(\frac{W_1}{W_2}\right)^{K_1} \left(\frac{n_1}{n_2}\right)^{K_2} \quad [2.10]$$

donde Y representa el calado, Q representa el caudal transportando sedimentos, W es el ancho libre del cauce y n el coeficiente de rugosidad de Manning; con subíndice 1 cuando se refiere a las condiciones aguas arriba del estrechamiento, y 2 cuando se refiere a las de la propia sección contraída.

Si se han deducido condiciones de lecho vivo en función del ratio entre la velocidad crítica de corte y la velocidad de caída del tamaño medio de las partículas del lecho, pero existen partículas de tamaño mucho mayor, se ha de tener en cuenta el posible efecto de armado del lecho. Esto es, las partículas de mayor tamaño se acumulan en la superficie del lecho, protegiendo a las de menor tamaño, que no son erosionadas. En estos casos, se recomienda emplear tanto la formulación de lecho vivo como la de aguas claras, y seleccionar el menor resultado de profundidad de socavación.

En los casos donde se den condiciones de aguas claras, la expresión sugerida por Laursen es:

$$\frac{Y_2}{Y_1} = \left(\frac{W_2}{W_1}\right)^{6/7} \left(\frac{v_1^2}{36\gamma_1^{1/3} d_{50}^{2/3}}\right)^{3/7} \quad [2.11]$$

donde v_1 es la velocidad de aproximación del flujo, d_{50} es el tamaño medio del material del cauce y el resto de parámetros tienen el mismo significado que en la expresión para lecho vivo. Como se puede observar, la relación entre los anchos, que está directamente relacionada con la relación de contracción, es un parámetro principal del fenómeno independientemente de la condición del lecho.

Zevenbergen publica en el año 2000 un método para evaluar la evolución temporal de la erosión por contracción, donde nuevamente se considera como principal la diferencia entre condiciones de lecho vivo, para el que se desarrollan formulaciones basadas en ecuaciones de transporte de sedimentos, y de aguas claras, para los que se recurre al concepto de inicio del movimiento. Esta constante diferenciación entre ambos tipos de condiciones remarca su importancia en fenómenos de erosión por contracción.

En sentido contrario al del estudio de la evolución temporal del fenómeno, también hay trabajos que consideran que, teniendo en cuenta la duración real de los episodios de crecidas, la máxima profundidad de socavación no llega a producirse porque no se llega a

una situación de equilibrio para las peores condiciones durante la avenida (Guo, 2011). De esta manera, en algunos casos se estarían sobreprotegiendo las estructuras frente a este fenómeno.

Al contrario de lo que ocurre, por ejemplo, con los procesos de erosión local en el entorno de pilas y estribos, las ecuaciones tradicionales para el estudio de la erosión por contracción presentan resultados bastante satisfactorios y similares entre sí, por lo que no se encuentran propuestas actuales de nuevas metodologías, más allá de su aplicación mediante modelos numéricos, como es el caso del trabajo presentado por Lai y Greimann (2010).

En este trabajo, se implementan en un modelo de flujo 2D propuesto por Lai (2006, 2010) las ecuaciones de transporte de sedimentos y contornos móviles desarrolladas por Greimann *et al.* (2008). Se llevan a cabo ensayos en laboratorio que se analizan después numéricamente, comparando los resultados de estos últimos, además, con modelos 2D anteriores, y con los resultados de modelos 3D.

Pese a que existen ligeras diferencias entre el modelo utilizado y el modelo 3D, éstas están más relacionadas con la cuña de deposición que con la profundidad de socavación, y la comparación con los ensayos de laboratorio es muy satisfactoria (ver Figura 2.15).

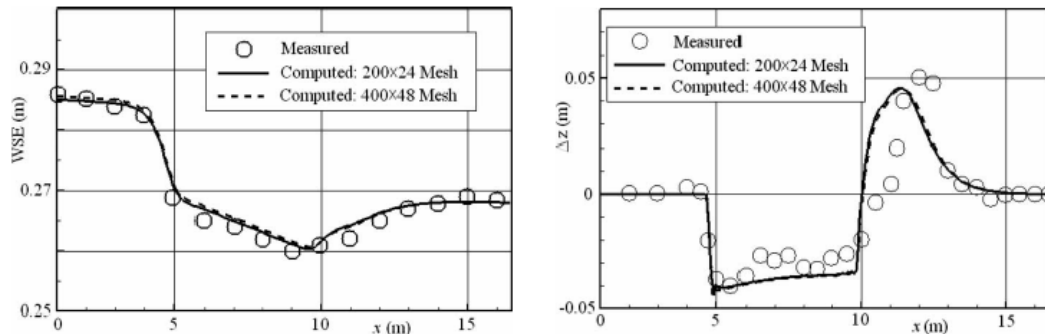


Figura 2.15. Comparación entre la lámina libre (izquierda) y la cota de solera (derecha) medidas y predichas con un modelo hidráulico bidimensional (Lai y Greimann, 2010)

A pesar de que las ecuaciones anteriores presenten buenos resultados en su aplicación, se ha de tener en cuenta que son válidas en los casos en que todo el material localizado en el entorno de la contracción del flujo es susceptible de ser erosionado. Sin embargo, no pueden aplicarse directamente en los casos en que el lecho está protegido por un material rígido, que el flujo no es capaz de movilizar, pues no se han realizado estudios en este aspecto.

2.6. Erosión por cambio de rigideces en el material del lecho

La práctica general para la protección de las estructuras frente a los procesos erosivos consiste en la colocación de materiales capaces de resistir la acción del flujo, tales como recubrimientos de escollera o losas de hormigón. En muchas ocasiones, estas protecciones exceden el entorno local de los elementos subestructurales y se extienden a todo el lecho por debajo del puente (Figura 2.16).



Figura 2.16. Ejemplos de protección del lecho en puentes en cauces

Cuando la protección no es general, la disposición en planta de estos elementos suele estar basada en reglas de buena práctica (FHWA, 2009. Ver Figura 2.17).

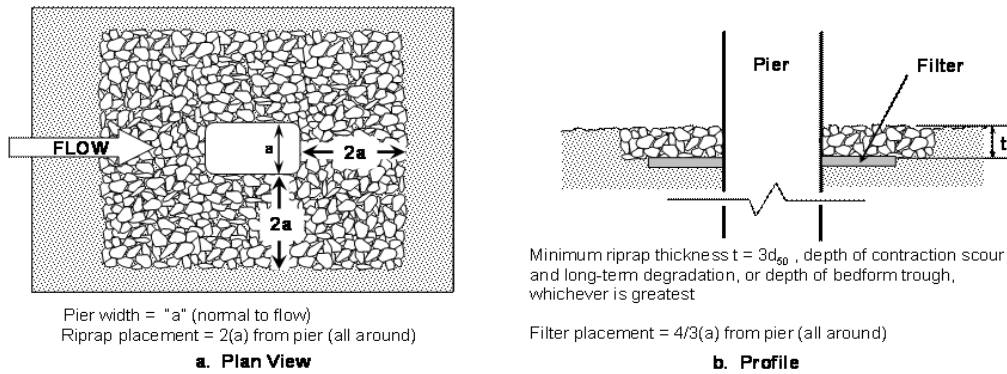


Figura 2.17. Ejemplo de diseño geométrico de una protección de escollera para pilas de puentes (FHWA, 2009)

Se han encontrado algunos estudios cuyo objetivo es analizar el diseño de distintos tipos de protección desde el punto de vista de sus características geométricas, como son la extensión en planta, la variación de la cota de colocación respecto al nivel del lecho, el tamaño del elemento en el caso de la escollera y su forma geométrica en planta (Duarte, 1996; Simarro *et al.*, 2012). Estos trabajos tratan fundamentalmente de encontrar el diseño que mejor proteja al elemento subestructural, pero no profundizan en el impacto que tiene dicha protección en el entorno menos inmediato de dicho elemento. Estos dispositivos suponen, en cualquier caso, un cambio en la rigidez del lecho en comparación con el material natural del cauce, con todos los problemas que supone esta variación.

Cuando la zona protegida se extiende a toda la sección transversal del cauce, el efecto de este tipo de protecciones tras el paso de una avenida es similar al que producen estructuras como traviesas transversales, pequeños azudes o estructuras de corrección de pendientes (Figura 2.18). Estas estructuras son muy comunes en los cursos fluviales, y el fallo de las mismas por descalce puede generar problemas peores que aquellos que pretendían corregir cuando se diseñaron.

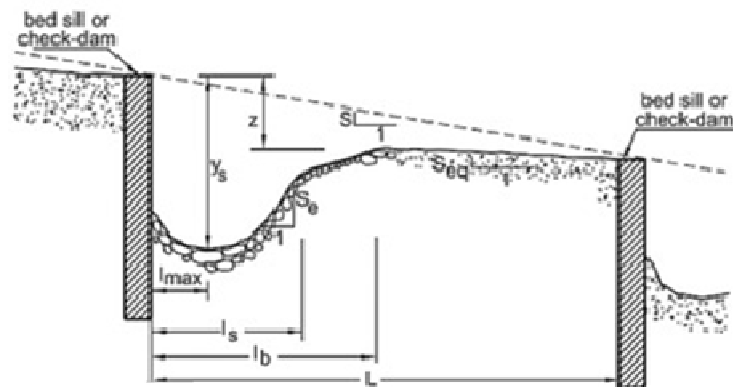


Figura 2.18. Esquema de la erosión aguas abajo de estructuras de corrección de pendientes (Lenzi *et al.*, 2003)

El hecho de que estas estructuras sean tan frecuentes explica el gran número de referencias a los problemas de erosión relacionados con las mismas.

Relacionado con el material que constituye la protección contra la erosión, Pagliara y Palermo (2008) estudiaron el efecto de las protecciones en el pie de una pendiente pronunciada, como los que aparecen en tramos de alta montaña. En experimentos llevados a cabo en laboratorio, se compararon las profundidades de socavación y la longitud de las fosas que se desarrollaban aguas abajo de tramos con distintas pendientes, según se colocara en el pie de las mismas una protección compuesta por rocas, por traviesas continuas de hormigón, o por traviesas dentadas.

Si bien los resultados obtenidos para el caso de protección con roca o escollera de grandes dimensiones se ajustaban a formulaciones propias, desarrolladas con anterioridad para este tipo de erosión, al colocar una traviesa continua o dentada en la base, las profundidades de socavación eran del orden de un 10% mayores que las previstas (Figura 2.19). Además, las diferencias se hacen más notables cuando el material susceptible de ser erosionado es no uniforme.

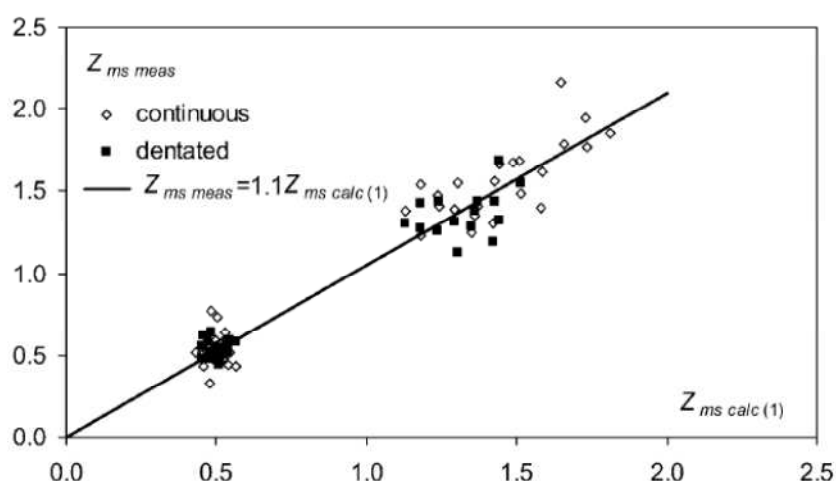


Figura 2.19. Valores de socavación medidos vs valores obtenidos con la formulación propuesta, para umbrales continuos y dentados de hormigón.

La ecuación original propuesta por Pagliara y Palermo para la erosión aguas abajo de tramos con pendientes significativas es la siguiente:

$$z_m = 0.58\sigma^{0.55}i^{-0.75}F_{d90}^{1.8} \quad [2.12]$$

Las formulaciones modificadas tras el estudio añaden un factor corrector por el tipo de protección, pero siguen dependiendo de la distribución granulométrica del material del lecho (σ), de la pendiente del tramo de aproximación (i), y del número de Froude densimétrico del flujo de aproximación (F).

Otros estudios, como el de Meftha y Mossa (2006), tienen como objetivo definir el patrón de flujo tridimensional que se da en las fosas de socavación aguas abajo de estas estructuras. En su trabajo, se estudia la influencia de las tres componentes del flujo en la fosa de socavación, mediante ensayos en laboratorio donde se emplean velocímetros acústicos de efecto Doppler. Se mide tanto la profundidad máxima de socavación como las dimensiones de las fosas, en una serie de ensayos cuya diferencia principal es la distancia entre traviesas (características geométricas). Dos formulaciones empíricas (una para estimar la profundidad de socavación en equilibrio y otra para la longitud de la fosa) son el resultado de su investigación. De las mediciones con el velocímetro se concluye que las tres componentes del flujo que provocan la turbulencia en las fosas son muy elevadas. También se observa la presencia de corrientes secundarias en el lecho, cerca de los vórtices, que influyen en el fenómeno estudiado y hacen más complejo su estudio.

La evolución de la fosa de socavación en función del tiempo también se ha tratado en varios trabajos, tanto en condiciones de flujo permanente como transitorio.

Gaudio y Marion (2003) analizaron la evolución temporal de la socavación aguas abajo de traviesas colocadas prácticamente a la cota del lecho. El objetivo era determinar si la profundidad máxima se alcanza rápidamente o si, por el contrario, se trata de un proceso muy dilatado en el tiempo. El motivo es que el valor de profundidad máxima o de equilibrio es el que suele emplearse para el diseño de estas estructuras, y normalmente los eventos de crecidas duran relativamente poco, por lo que se podría estar sobreestimando la socavación real producida por la avenida.

Como resultado de su estudio, se obtuvieron formulaciones que permiten obtener tanto la profundidad de socavación (ecuación [2.12]) como la longitud de la fosa en equilibrio (ecuación [2.13]) bajo ciertas condiciones, así como el valor de la socavación en función del tiempo (ecuación [2.14] y Figura 2.20).

$$\frac{y_S}{H_S} = 0.189 \frac{a_1}{\Delta D_{50}} + 0.266 \quad [2.12]$$

$$\frac{l_S}{H_S} = 1.87 \frac{a_1}{\Delta D_{50}} + 4.02 \quad [2.13]$$

$$y^* = 1 - \exp(-0.418 \cdot t^*) \quad [2.14]$$

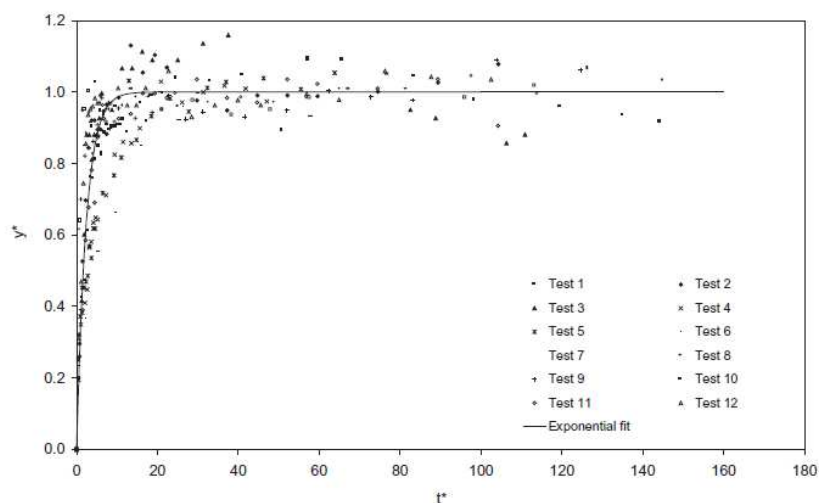


Figura 2.20. Evolución temporal de la profundidad máxima de socavación adimensionalizada aguas abajo de traviesas (Gaudio y Marion, 2003)

En las ecuaciones, se puede observar como los parámetros de los que depende el fenómeno son la energía específica del flujo en las proximidades de la traviesa (condiciones del flujo de aproximación), la pendiente entre traviesas (relacionada con el factor a_1 , características geométricas) y el tamaño del material del lecho (características del material erosionado). En cuanto a la evolución temporal, la conclusión principal es que las profundidades máximas de socavación se alcanzan rápidamente, por lo que sí pueden darse durante un evento de crecida.

En cuanto a la evolución del proceso con flujos no permanentes, Tregnaghi *et al.* (2011) presentan un trabajo donde se analiza la profundidad de socavación aguas abajo de traviesas en función del tiempo, con unas condiciones de flujo de aproximación variables, representadas por un hidrograma triangular (figura 2.21).

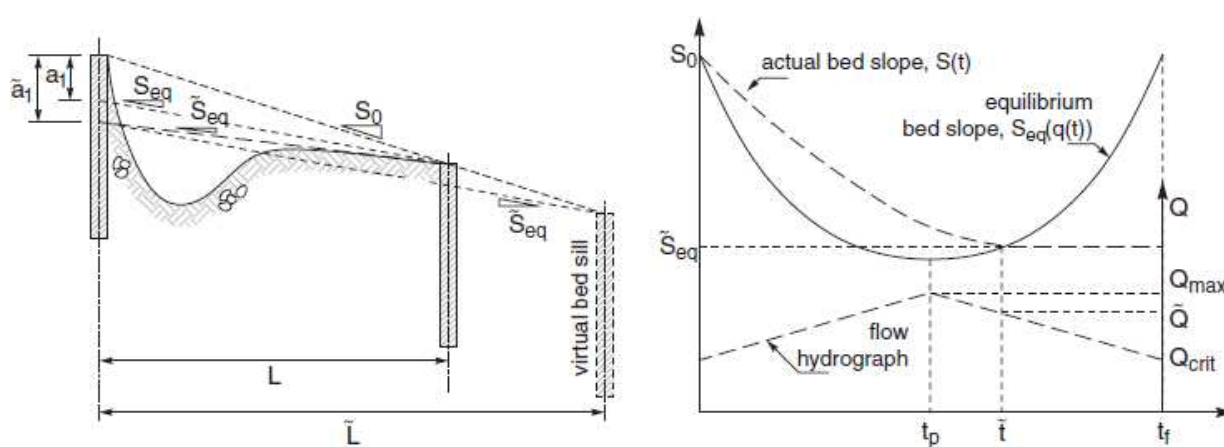


Figura 2.21. Esquema de la socavación para un flujo no permanente en un instante t (Tregnaghi *et al.* 2011)

La aproximación que realizan los autores para describir el fenómeno es considerar que en cada instante de tiempo, la erosión evoluciona al mismo ritmo que la correspondiente a un flujo uniforme del valor que adopta el hidrograma triangular en ese instante. Tras la realización de un gran número de ensayos y el ajuste de modelos que representen el comportamiento, según las hipótesis adoptadas, los autores concluyen que es posible representar este tipo de fenómenos con el enfoque adoptado (Figura 2.22).

Sin embargo, es necesario que los modelos estén convenientemente adimensionalizados en el tiempo y en el espacio, y la escala no es la misma para toda la evolución del fenómeno. De hecho, existen diferencias importantes entre el inicio de la avenida y el periodo de recesión. Así pues, se puede tratar el fenómeno como una sucesión de estados pseudo-estacionarios, pero sólo después de conocer las distintas relaciones de escala para cada una de las partes del hidrograma.

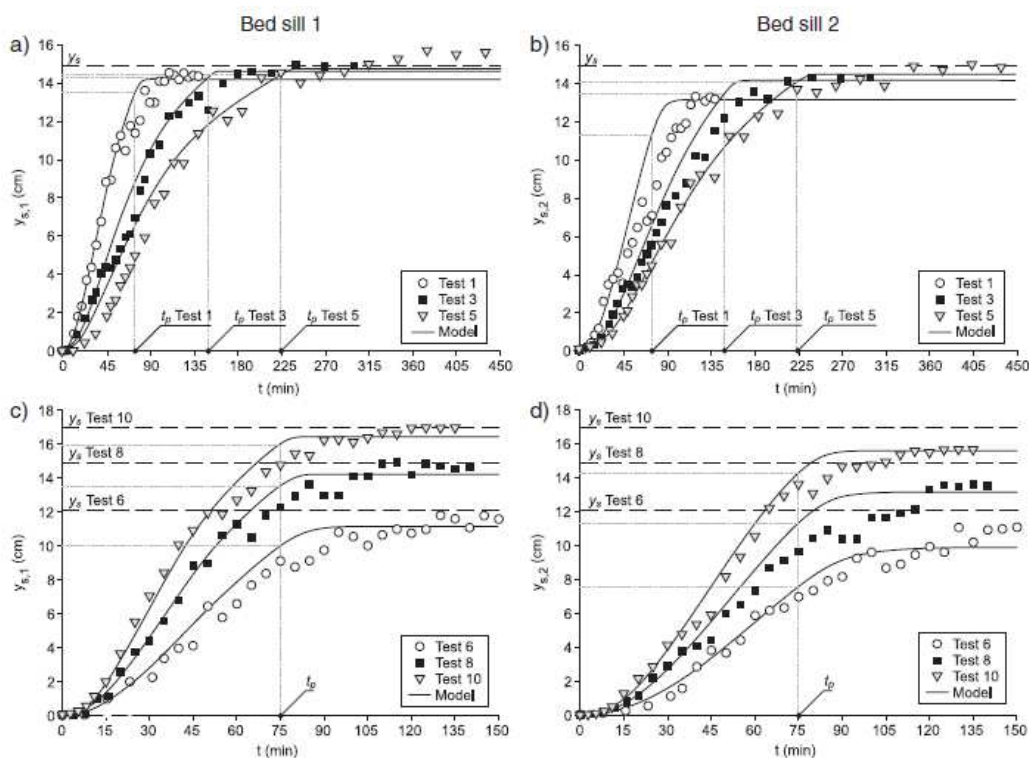


Figura 2.22. Comparación entre la profundidad de socavación medida y simulada en eventos con condiciones de flujo no estacionarias (Bottacin et al. 2011)

En la línea de la evolución temporal de la socavación con condiciones variables o permanentes del flujo, Lu *et al* (2012) analizaron las fosas de socavación aguas abajo de estructuras de control de pendientes, añadiendo al trabajo de Tregnaghi *et al.* (2011) el estudio de un hidrograma con dos picos de diferente magnitud. En este caso, la erosión en función del tiempo se calculó según conceptos de superposición. En gráficas como la de la Figura 2.23 se observa como la socavación predicha se acerca mucho a la simulada, aunque

este tipo de aproximaciones no son capaces de simular el relleno de la fosa de socavación por el aporte de material desde aguas arriba.

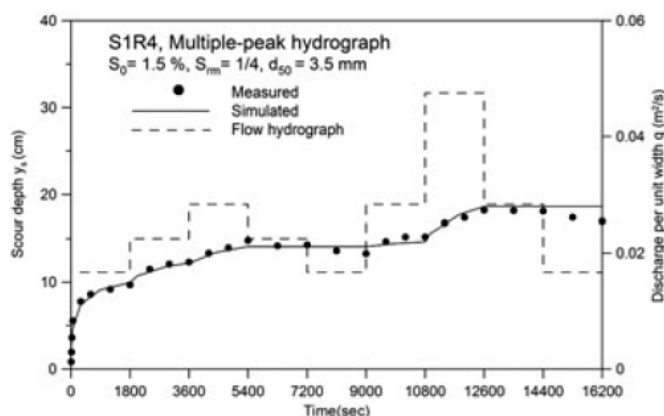


Figura 2.23. Evolución de la socavación simulada y medida en un evento con múltiples picos (Lu et al., 2012)

En el ámbito nacional, Bateman *et al.* comienzan en 1996 a estudiar mediante ensayos experimentales la erosión local al pie de una traviesa (Figura 2.24). Estas investigaciones continúan, incrementando la complejidad del problema abordado, y obteniendo como conclusión principal que durante el paso de una avenida el flujo no es capaz de erosionar la zona rígida, y que una vez se produce el cambio al material original del lecho, se produce la erosión inmediatamente aguas abajo.

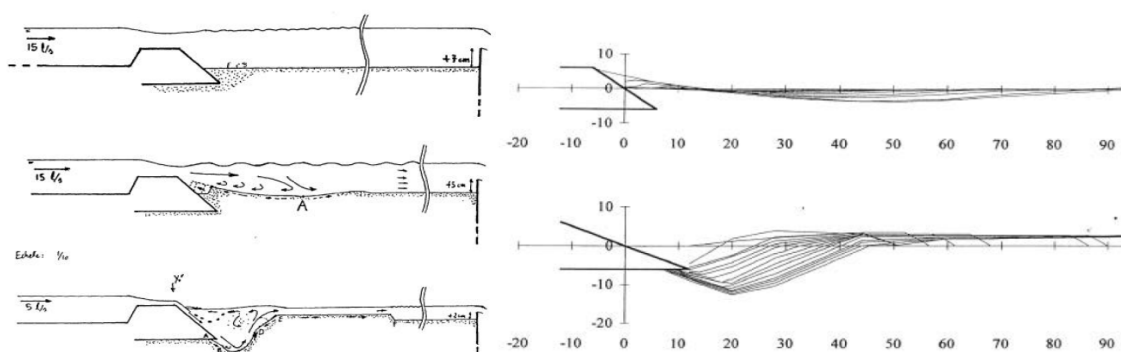


Figura 2.24. Distintos perfiles de erosión teóricos generados aguas abajo de una traviesa (izquierda) (Boquet et al., 1995) y perfiles reales medidos en ensayos de laboratorio (derecha) (Bateman et al., 1996)

Una vez se empieza a formar la fosa de socavación, el flujo cae por encima de la estructura, de manera que la capacidad erosiva del flujo aumenta y la fosa puede alcanzar dimensiones muy importantes. La fosa de erosión aguas abajo de este tipo de elementos transversales puede llegar a provocar el descalce de las mismas, afectando a su estabilidad y, por tanto, a la de la estructura que protegen (Jiménez, 2006).

Otra conclusión importante del trabajo de Bateman *et al.* es que la erosión aguas abajo, tanto en profundidad como en extensión, depende fuertemente del régimen hidráulico del flujo de aproximación, llegando incluso a hacer despreciables algunas características geométricas de los elementos, como por ejemplo el talud de las traviesas.

En el estudio de la erosión relacionada con el salto hidráulico que se genera aguas abajo de pequeños azudes o de estructuras de control una vez que ha empezado a formarse la fosa de socavación aguas abajo, se ha demostrado que las variables que intervienen en estos casos son de una naturaleza similar al de la socavación de pilas y estribos. Aparecen variables geométricas, como la orientación de la franja protegida o de material rígido respecto de la dirección principal del flujo, la longitud en dicho sentido, la diferencia de alturas entre la cota de la protección y la del lecho aguas abajo, o a la pendiente longitudinal del cauce; y de tipo hidráulico, como las condiciones de aproximación del flujo, representadas mediante el número de Froude o el calado adimensionalizado. También son determinantes las características del sedimento que conforma el lecho del cauce, tanto en tamaño como en distribución granulométrica (Lenzi *et al.*, 2003; Oliveto *et al.*, 2011).

2.7. Nuevas metodologías de análisis de procesos erosivos

Además de los trabajos basados fundamentalmente en ensayos experimentales, también ha sido objeto de análisis la implementación del problema de erosión en modelos hidráulicos bidimensionales, como se ha ido comentando a lo largo de los epígrafes anteriores.

En el estudio de la erosión general, la determinación de las zonas donde se produce movilización del material por medio de modelos bidimensionales arroja resultados muy satisfactorios (Murillo, 2006). Para otro tipo de erosión se han encontrado también estudios con buenos resultados, como es el caso del estudio de Greimman y Lai (2010), que se focaliza en la erosión por contracción, ya citado anteriormente.

El análisis tridimensional del flujo en el entorno de estructuras hidráulicas ha sido tratado en algunos estudios, como el de Erduran *et al.* (2010) sobre los perfiles del flujo a través de puentes. Sin embargo, la aplicación de estos modelos 3D a fenómenos donde se presentan dos fases (agua y sedimentos), requiere una gran cantidad de parámetros a proporcionar, y la dificultad para calibrar los mismos acaba conduciendo al empleo de modelos bidimensionales. Si bien éstos no representan el fenómeno en todo su detalle, sí son capaces de proporcionar buenos resultados para algunas variables de interés, como la profundidad de socavación, bajo ciertas condiciones. Dichas condiciones se traducen,

básicamente, en el análisis de los procesos erosivos de manera individual y sin muchos condicionantes adicionales.

No obstante, sí existe alguna referencia muy actual de aplicación de modelos tridimensionales a análisis de erosión local, como el trabajo de Khosronejad *et al.* (2012), en el que se comparan análisis numéricos y experimentales de socavación en el entorno de pilas de distintas tipologías (Figura 2.25).

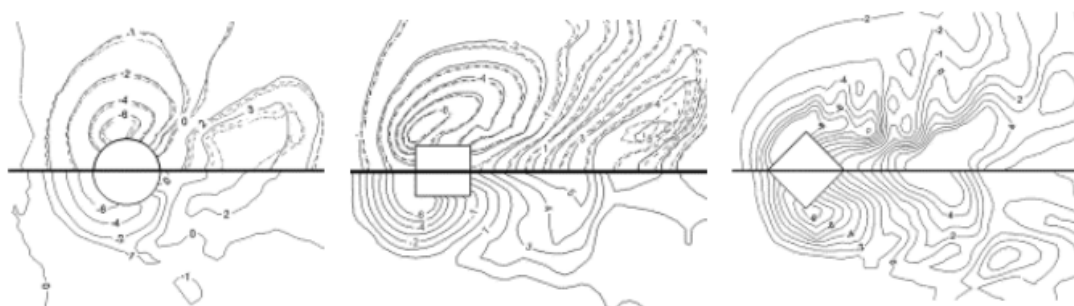


Figura 2.25. Topografía del lecho en el entorno de pilas de distintas tipologías tras la simulación numérica de un proceso de erosión local
(Khosronejad *et al.*, 2012)

También cabe citar en este ámbito de estudio de fenómenos de erosión local el trabajo desarrollado por Andrés-Doménech *et al.* (2011), donde se realiza un contraste numérico-experimental de la socavación en pilas y grupos de pilas de fustes cilíndricos. El objetivo de este estudio es, por una parte, determinar la configuración óptima de grupos de pilas, desde el punto de vista de la distancia que las separa, de manera que la socavación en cada una de ellas sea la menor posible. Por otra parte, se pretende simular numéricamente los resultados obtenidos en laboratorio, mediante el uso de técnicas CFD (Computational Fluid Dynamics).

Los resultados del contraste (Figura 2.26) muestran como la simulación numérica es capaz de captar la tendencia temporal del fenómeno, y las profundidades de socavación alcanzadas en los laterales de la pila. Sin embargo, subestima ligeramente el valor de la socavación producida inmediatamente aguas arriba. Según los autores, esto puede ser debido a la complejidad que supone representar correctamente los vórtices de herradura que se forman en la base de la pila, y que son muy importantes en el proceso de socavación.

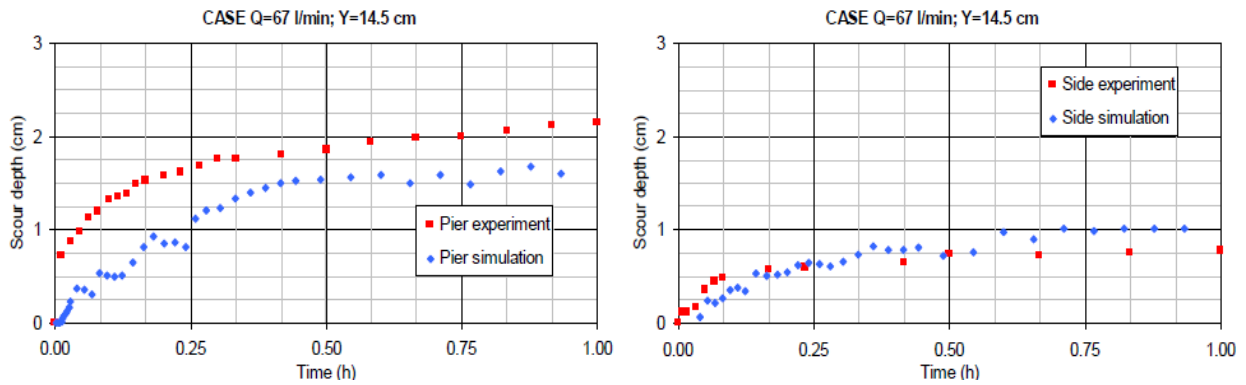


Figura 2.26. Comparación de los valores de socavación medidos y simulados, aguas arriba de la pila (izquierda) y en un lateral (derecha.)
(Andrés-Doménech et al., 2011)

En una línea diferente se han comenzado a revisar las metodologías tradicionales para los procesos de erosión más estudiados, como es la erosión local en pilas y estribos o la erosión aguas abajo de pequeños azudes, en los que la determinación de la profundidad máxima de socavación se realiza habitualmente mediante la aplicación de diferentes ecuaciones o regresiones de datos de laboratorio.

Dada la complejidad de estos fenómenos, claramente no lineales, se han observado diferencias importantes entre los resultados obtenidos de la aplicación de una u otra de las numerosas formulaciones existentes, sobre todo cuando los valores alcanzan magnitudes importantes. Esto ha dado lugar al desarrollo de nuevos métodos de estudio, como es la aplicación de las redes neuronales.

Las redes neuronales han demostrado ser, en numerosos campos, una potente herramienta para el análisis de multitud de procesos no lineales. El principal inconveniente de su aplicación es que precisan de una cantidad de datos mucho mayor que las metodologías convencionales.

Como estudios destacables, se cita el del análisis de la erosión en el entorno de pilas y estribos de puentes, de Lee *et al.* (2007), la determinación de la profundidad de socavación y extensión en planta de la fosa de socavación de Guven y Gunal (2008), o la estimación de la erosión aguas abajo de aliviaderos, de Azmathullah *et al.* (2006). Las conclusiones de dichos estudios son muy favorables al empleo de esta nueva herramienta, obteniéndose resultados comparables con los de las formulaciones anteriores, e incluso mejores, tanto en casos de laboratorio como en ejemplos reales (Figura 2.27).

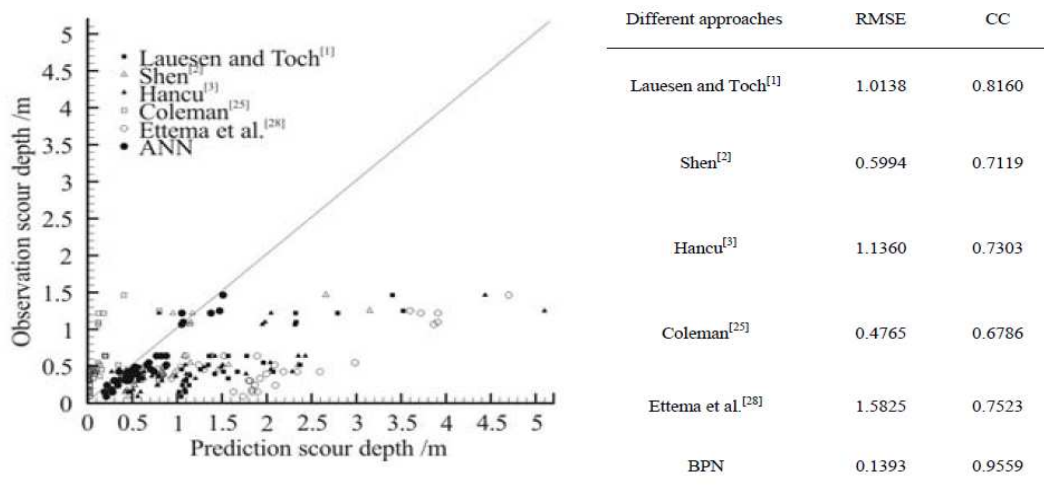


Figura 2.27. Comparación de resultados obtenidos con redes neuronales frente a metodologías convencionales en el estudio de la socavación local en pilas de puentes (Lee et al. 2007)

2.8. Conclusiones

La principal conclusión, a la vista de todos los estudios referentes al análisis de los procesos erosivos en el entorno de estructuras fluviales, que comienzan a cobrar importancia hacia finales del siglo pasado y siguen apareciendo en la actualidad, es que es un tema de gran relevancia, y sobre el que todavía existe mucho trabajo por realizar.

Las referencias a los principales mecanismos de erosión, ya sea por medios convencionales, mediante diferentes tipos de regresiones sobre datos experimentales, como mediante herramientas más actuales, son muy numerosas cuando se trata de cada uno de ellos de manera individual.

Sin embargo, en el caso de los puentes fluviales, no se han encontrado estudios sobre el efecto conjunto de la erosión por contracción y la erosión debida al cambio de rigideces por los elementos de protección colocados en el lecho del cauce, a pesar de que son muchos los puentes con estas características, y existen numerosos ejemplos de cómo este tipo de acción fluvial puede llegar a tener unas dimensiones extremadamente importantes.

Este hecho reitera la necesidad del estudio de este tipo de fenómenos manifestada en el primer capítulo de este Trabajo Fin de Máster, cuyo desarrollo y conclusiones se exponen a continuación.

3. ANÁLISIS DIMENSIONAL DEL PROBLEMA

Una vez definido el problema que se pretende estudiar, y revisada la literatura técnica en relación con el mismo, se procede a su análisis dimensional. El objetivo de este análisis es determinar las variables influyentes en el mismo, de manera que el fenómeno quedará completamente definido en función de éstas por medio de relaciones adimensionales.

3.1. El teorema π de Buckingham

El teorema fundamental del análisis dimensional, teorema π de Buckingham, establece (Munson et al., 1998):

Una ecuación dimensionalmente homogénea que involucre k variables puede ser reducida a una relación de $k-r$ monomios independientes adimensionales, donde r es el número mínimo de dimensiones independientes necesarias para describir todas las variables involucradas.

Es decir, si se considera un fenómeno físico en el que intervienen k parámetros u representativos de magnitudes fundamentales y derivadas, gobernado por la ecuación

$$\phi(u_1, u_2, \dots, u_k) = 0 \quad [3.1]$$

entonces, el fenómeno puede ser descrito por otra función de monomios independientes adimensionales (números π), de modo que:

$$f(\pi_1, \pi_2, \dots, \pi_{k-r}) = 0 \quad [3.2]$$

El número de monomios π es menor que el número original de variables k , en concreto $k-r$, donde r es el mínimo número de variables para formar una base con la que describir las k variables originales.

Puede demostrarse (Fernández y Marco, 1992) que la expresión general del monomio π_j asociado a la variable original u_j es

$$\pi_j = \frac{u_j}{u_1^{\lambda_{j1}} u_2^{\lambda_{j2}} \dots u_r^{\lambda_{jr}}} \quad [3.3]$$

Donde u_1, u_2, \dots, u_r son las variables independientes seleccionadas como base de las k originales y $\lambda_{j1}, \lambda_{j2}, \dots, \lambda_{jr}$ los exponentes que permiten vincular las dimensiones de la variable u_j con las de la base. Si las dimensiones de la base son:

$$u_1(d_{u_{11}}, d_{u_{12}}, \dots, d_{u_{1r}})$$

$$u_2(d_{u_{21}}, d_{u_{22}}, \dots, d_{u_{2r}})$$

...

$$u_r(d_{ur1}, d_{ur2}, \dots, d_{urr})$$

Y las dimensiones de la variable analizada

$$u_j(d_{uj1}, d_{uj2}, \dots, d_{ujr})$$

Entonces, debe satisfacerse el sistema:

$$\begin{cases} d_{uj1} = d_{u_{11}}\lambda_{j1} + d_{u_{21}}\lambda_{j2} + \dots + d_{u_{r1}}\lambda_{jr} \\ d_{uj2} = d_{u_{12}}\lambda_{j1} + d_{u_{22}}\lambda_{j2} + \dots + d_{u_{r2}}\lambda_{jr} \\ \dots \\ d_{ujr} = d_{u_{1r}}\lambda_{j1} + d_{u_{2r}}\lambda_{j2} + \dots + d_{u_{rr}}\lambda_{jr} \end{cases} \quad [3.4]$$

cuya resolución permite finalmente obtener cada monomio adimensional π_j .

3.2. Variables básicas del problema

Se listan a continuación las variables básicas de las que depende el problema analizado, representadas sobre los gráficos de la Figura 3.1.

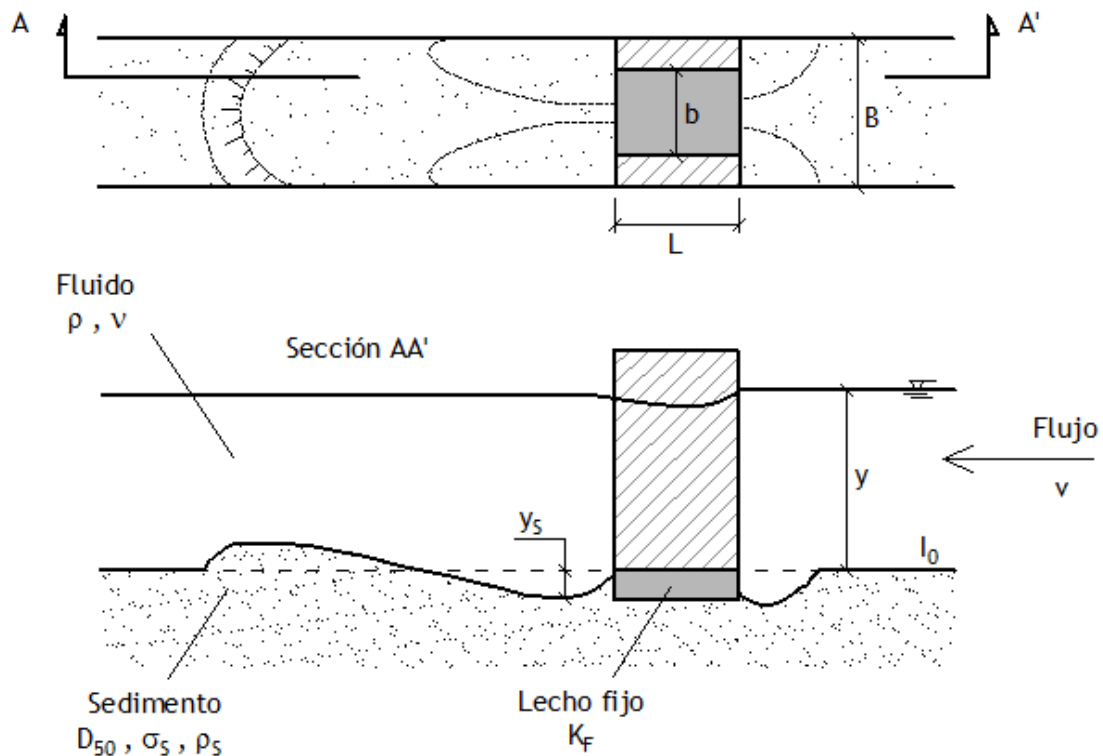


Figura 3.1. Esquema de las variables intervinientes en el problema

Geométricas

- Ancho del canal B
- Ancho libre b
- Longitud rígida L
- Rugosidad del lecho fijo k_F
- Pendiente del lecho I_0

Propiedades del fluido

- Densidad ρ
- Viscosidad ν

Campo gravitatorio terrestre

- Aceleración de la gravedad g

Propiedades del sedimento

- Diámetro medio D_{50}
- Desviación típica σ_s
- Densidad del sedimento ρ_s

Variables del flujo

- Velocidad v
- Calado aguas arriba del estrechamiento y

Incógnita del problema:

- Máxima profundidad de socavación y_s

Algunas otras variables que a simple vista pudieran parecer de interés ya son redundantes a partir de las variables básicas anteriores:

- Caudal: depende de B , v e y .
- Velocidad de corte: depende de v , k_F e y .
- Tensión tangencial en el lecho: depende de la velocidad de corte y la densidad del fluido.

Los ensayos diseñados presentan las condiciones que se describen a continuación, y que será necesario tener en cuenta a la hora de interpretar los resultados del análisis (apartado 3.5):

Por una parte, dado que el canal se mantendrá horizontal a lo largo de todos los ensayos y el sedimento es una arena de granulometría uniforme, ni la pendiente (I_0) ni la desviación típica del sedimento (σ_s) se tendrán en cuenta en el análisis dimensional del problema.

Por otra parte, el ancho del canal (B) es constante, y sólo se varía el ancho libre (b) por medio de la colocación de placas de distintos espesores. La longitud del lecho rigidizado (L) también será constante, y el material que representa esta zona (y por tanto su rugosidad K_F) será siempre el mismo. Por último, las características del sedimento tampoco se variarán en esta campaña experimental, lo que mantiene constante tanto su diámetro medio como su densidad (D_{50} , ρ_s). La influencia de éstas consideraciones se comentará en las conclusiones del análisis dimensional.

No obstante, en aras de obtener el resultado general, se procede a la aplicación del teorema π al conjunto completo de variables en la formulación más amplia del problema (Figura 3.1).

3.3. Matriz de dimensiones fundamentales

Las dimensiones, en el sistema $\{M, L, T\}$, de las variables involucradas en el problema se representan en la siguiente matriz de dimensiones fundamentales.

Variable básica	L	M	T
B	1	0	0
b	1	0	0
L	1	0	0
k_F	1	0	0
ρ	-3	1	0
v	2	0	-1
g	1	0	-2
D_{50}	1	0	0
ρ_s	-3	1	0
v	1	0	-1
y	1	0	0
y_s	1	0	0

La característica de la matriz anterior es $r=3$, por tanto, en virtud del teorema π de Buckingham el número de monomios adimensionales que describen el fenómeno analizado es $k-r=12-3=9$.

Para obtenerlos, se debe seleccionar una base en la matriz anterior, esto es, tres variables cuyas dimensiones sean independientes. Por su importancia en el problema, se escogen las siguientes:

- Calado del flujo aguas arriba y , de dimensiones (1, 0, 0)
- Velocidad del flujo, de dimensiones (1, 0, -1)
- Densidad del fluido, de dimensiones (-3, 1, 0)

3.4. Obtención de los monomios adimensionales

Número adimensional π_B

Las dimensiones de B son (1, 0, 0). Por tanto, los exponentes del correspondiente monomio resultarán de resolver:

$$\begin{cases} 1 = \lambda_y - 3\lambda_\rho + \lambda_v \\ 0 = \lambda_\rho \\ 0 = -\lambda_v \end{cases} \quad [3.5]$$

Esto es,

$$\begin{cases} \lambda_y = 1 \\ \lambda_\rho = 0 \\ \lambda_v = 0 \end{cases} \quad [3.6]$$

Por lo tanto, el correspondiente número adimensional vale:

$$\pi_B = \frac{B}{y^{\lambda_y} \rho^{\lambda_\rho} v^{\lambda_v}} \Rightarrow \pi_B = \frac{B}{y} \quad [3.7]$$

De forma completamente análoga, se obtienen el resto de monomios adimensionales correspondientes a todas las variables con dimensiones de longitud $[L^1]$, esto es:

$$\pi_L = \frac{L}{y} \quad [3.8]$$

$$\pi_{k_f} = \frac{k_f}{y} \quad [3.9]$$

$$\pi_{D_{50}} = \frac{D_{50}}{y} \quad [3.10]$$

$$\pi_b = \frac{b}{y} \quad [3.11]$$

De igual modo ocurre para la propia variable incógnita y_s :

$$\pi_{y_s} = \frac{y_s}{y} \quad [3.12]$$

Número adimensional π_v

Las dimensiones de v son (2, 0, -1). Por tanto, los exponentes del correspondiente monomio resultarán de resolver:

$$\begin{cases} 2 = \lambda_y - 3\lambda_\rho + \lambda_v \\ 0 = \lambda_\rho \\ -1 = -\lambda_v \end{cases} \quad [3.13]$$

Esto es,

$$\begin{cases} \lambda_y = 1 \\ \lambda_\rho = 0 \\ \lambda_v = 1 \end{cases} \quad [3.14]$$

Por lo tanto, el correspondiente número adimensional vale:

$$\pi_v = \frac{v}{y^{\lambda_y} \rho^{\lambda_\rho} v^{\lambda_v}} \Rightarrow \pi_v = \frac{v}{yv} = \frac{1}{\frac{yv}{v}} = \frac{1}{Re} \quad [3.15]$$

Es decir, el número adimensional asociado a la viscosidad es la inversa del número de Reynolds del flujo.

Número adimensional π_g

Las dimensiones de g son (1, 0, -2). Por tanto, los exponentes del correspondiente monomio resultarán de resolver:

$$\begin{cases} 1 = \lambda_y - 3\lambda_\rho + \lambda_v \\ 0 = \lambda_\rho \\ -2 = -\lambda_v \end{cases} \quad [3.16]$$

Esto es,

$$\begin{cases} \lambda_y = -1 \\ \lambda_\rho = 0 \\ \lambda_v = 2 \end{cases} \quad [3.17]$$

Por lo tanto, el correspondiente número adimensional vale:

$$\pi_g = \frac{g}{y^{\lambda_y} \rho^{\lambda_\rho} v^{\lambda_v}} \Rightarrow \pi_g = \frac{gy}{v^2} = \frac{1}{\frac{v^2}{gy}} = \frac{1}{F^2} \quad [3.18]$$

Es decir, el número adimensional asociado a la aceleración de la gravedad es la inversa del cuadrado del número de Froude del flujo.

Número adimensional π_{ρ_s}

Las dimensiones de ρ_s son (-3, 1, 0). Por tanto, los exponentes del correspondiente monomio resultarán de resolver:

$$\begin{cases} -3 = \lambda_y - 3\lambda_\rho + \lambda_v \\ 1 = \lambda_\rho \\ 0 = -\lambda_v \end{cases} \quad [3.19]$$

Esto es,

$$\begin{cases} \lambda_y = 0 \\ \lambda_\rho = 1 \\ \lambda_v = 0 \end{cases} \quad [3.20]$$

Por lo tanto, el correspondiente número adimensional vale:

$$\pi_{\rho_s} = \frac{\rho_s}{y^{\lambda_y} \rho^{\lambda_\rho} v^{\lambda_v}} \Rightarrow \pi_{\rho_s} = \frac{\rho_s}{\rho} \quad [3.21]$$

Es decir, el número adimensional asociado a la densidad de la arena del lecho es su densidad relativa al agua.

3.5. Formulación del problema

A partir de los monomios adimensionales obtenidos, y en virtud del teorema π de Buckingham, la expresión general que gobierna el fenómeno analizado es del tipo:

$$\frac{y_s}{y} = f\left(\frac{B}{y}, \frac{b}{y}, \frac{L}{y}, \frac{k_F}{y}, \frac{D_{50}}{y}, R_e, F, \frac{\rho_s}{\rho}\right) \quad [3.22]$$

Análogamente podría utilizarse, en lugar del monomio π_b , el cociente $\pi_b/\pi_B=b/B$, resultando

$$\frac{y_s}{y} = f^*\left(\frac{B}{y}, \frac{b}{B}, \frac{L}{y}, \frac{k_F}{y}, \frac{D_{50}}{y}, R_e, F, \frac{\rho_s}{\rho}\right) \quad [3.23]$$

No obstante, y como se apuntaba anteriormente, en la campaña experimental llevada a cabo, se tienen las siguientes restricciones de partida:

- El canal es de ancho constante, luego B/y no interviene en el problema.
- La longitud del lecho fijo rigidizado es constante, luego L/y no interviene en el problema.
- El lecho fijo es de rugosidad constante, luego k_F/y no interviene en el problema.
- Las características de la arena no son objeto del análisis abordado en la tesina, por tanto D_{50}/y y ρ_s/ρ no intervienen en el problema.

De modo que la relación final de dependencia de las variables analizadas queda como sigue:

$$\frac{y_s}{y} = F\left(\frac{b}{B}, R_e, F\right) \quad [3.24]$$

Esto es, la profundidad de socavación adimensionalizada con el calado aguas arriba de la estructura depende del número de Reynolds del flujo, del número de Froude y de la relación de contracción del estrechamiento.

Por otra parte, nótese que el análisis anterior es válido para cualquier dimensión geométrica $[L^1]$ descriptora de la fosa de socavación o de la cuña de deposición.

A partir de este resultado, se procede al diseño de la campaña experimental y al análisis de los resultados, que se aborda en el capítulo siguiente.

4. ANÁLISIS EXPERIMENTAL

4.1. Objetivos

Los ensayos de laboratorio realizados en el canal sedimentológico constituyen una parte fundamental del presente Trabajo Fin de Máster, por cuanto son imprescindibles para alcanzar los objetivos expuestos en el Capítulo 1. Los resultados de los ensayos se emplearán en el desarrollo de las relaciones funcionales descritas en el Capítulo 3, así como para extraer conclusiones respecto de las condiciones críticas de inicio del movimiento del fenómeno estudiado.

En cuanto a los objetivos del presente capítulo, se pretende:

- Describir de manera cualitativa los mecanismos de erosión que se presentan en el fenómeno analizado, tanto aguas arriba como aguas abajo de la estructura. Esta descripción se elabora en base a las observaciones realizadas sobre los ensayos llevados a cabo.
- Evaluar las condiciones críticas de inicio de movimiento en el fenómeno estudiado. Esta evaluación se realiza mediante la comparación de las condiciones del flujo medidas en los ensayos, y las condiciones críticas que indican la movilización del material del lecho en procesos erosivos que se dan en otras situaciones. Estas otras situaciones analizadas son los casos de lecho abierto y de contracciones largas.
- Cuantificar y analizar la expresión funcional de la profundidad máxima de socavación, derivada del análisis dimensional desarrollado en el Capítulo 3. Este análisis se realiza a partir de los valores de profundidad máxima de socavación obtenidos en todos los ensayos realizados. También se analizarán otras variables, como la extensión de la fosa de socavación.

En los epígrafes 4.2 y 4.3 se presenta el dispositivo experimental donde se llevan a cabo los ensayos propuestos y la campaña de ensayos experimental, diseñada en función de los factores cuya influencia se pretende analizar.

A continuación, se describen los mecanismos que actúan en el fenómeno estudiado (epígrafe 4.4) y se exponen los resultados fundamentales obtenidos en los ensayos realizados (epígrafe 4.5).

Por último, en el epígrafe 4.6 se desarrollan las conclusiones extraídas de los ensayos, en varios subapartados que se corresponden con los objetivos enunciados en este capítulo.

4.2. Dispositivo experimental

La campaña de ensayos experimentales se lleva a cabo en un canal sedimentológico de solera horizontal y cajeros transparentes de metacrilato, relleno con un espesor de arena de aproximadamente 6 cm, conformándose así el lecho movilizable. La arena presenta una granulometría cuasi-uniforme comprendida entre 0.63 y 0.4 mm.

El canal tiene 2.5 m de largo y un ancho de 6.4 cm. En el extremo de aguas abajo se dispone de un vertedero en pared delgada regulable en altura, para fijar diferentes condiciones de contorno. A la entrada del canal, para evitar que se produzcan erosiones locales y lavado de la arena, se coloca una placa de metacrilato a modo de banqueteta, seguida de una zona de gravas gruesas para minimizar los efectos de la transición de materiales (Figura 4.1 y Figura 4.2).



Figura 4.1. Canal sedimentológico



Figura 4.2. Zona de transición en la entrada (izquierda) y vertedero en el extremo aguas abajo del canal sedimentológico (derecha)

En el centro del canal, y enrasada con el lecho de arena, se coloca una plataforma de metacrilato, que representa el material de la zona protegida que el flujo no es capaz de erosionar. Sobre el mismo, y pegadas a los cajeros, se colocan placas verticales de metacrilato de distintos espesores que representan la parte de los estribos del puente que penetra en el cauce. Variando el espesor de dichas placas se consigue ensayar distintas relaciones de contracción (Figuras 4.3 y 4.4).



Figura 4.3. *Plataforma de metacrilato que representa la protección del lecho del cauce (izquierda) y placas y plataforma montadas en el canal sedimentológico (derecha)*



Figura 4.4. *Placas de metacrilato de distintos espesores*

El flujo discurre en un circuito cerrado alimentado por dos bombas iguales conectadas en paralelo. Una de las bombas es de velocidad variable, lo que permite aumentar las posibilidades en cuanto al número de caudales a ensayar. Los caudales ensayados varían entre 45.0 y 59.5 l/min. Las bombas toman el agua de un depósito situado en el suelo

debajo del extremo de aguas abajo del canal, con una capacidad de 140 l, a donde retorna el agua que recorre el sistema. Inmediatamente después de la conexión de las impulsiones de ambas bombas se coloca un caudalímetro (configurado como un contador más un *display* digital); así es posible conocer en cualquier momento el caudal que está circulando (Figura 4.5).



Figura 4.5. Bombas de alimentación del circuito hidráulico del canal sedimentológico (izda.) y contador situado inmediatamente aguas abajo de la conexión (dcha.)

Como instrumentos de medición, además del contador para medir el caudal, se emplea un termómetro para registrar la temperatura (necesaria para tener en cuenta el efecto de la viscosidad del agua) y un limnímetro con precisión de 10^{-1} mm, para medir calados y la evolución de la capa de arena en función del tiempo (Figura 4.6).



Figura 4.6. Limímetro

Durante el proceso de erosión se toman fotografías frontales ‘calibradas’ del alzado completo del canal, y fotografías de detalle de las fosas de socavación aguas abajo y aguas arriba de la zona protegida. En algunos casos, las medidas con limnómetro se han completado con datos obtenidos a partir de las fotografías; en estos casos, se colocan reglas móviles en torno a la zona de interés del canal.

4.3. Diseño experimental

El objetivo de los ensayos de laboratorio es, principalmente, obtener valores de profundidad máxima de socavación aguas abajo de la estructura, de manera que se pueda analizar la expresión funcional derivada del análisis dimensional del Capítulo 3.

$$\frac{y_s}{y} = f\left(\frac{b}{B}, R_e, F\right) \quad [4.1]$$

Para ello, los ensayos han de realizarse para distintas relaciones de contracción, y diferentes valores del número de Froude de aproximación y número de Reynolds del flujo.

El número de Froude, en canales con sección rectangular, se puede expresar como:

$$F = \frac{v}{\sqrt{g \cdot y}} \quad [4.2]$$

Donde v = velocidad media del flujo (m/s)

y = calado (m)

g = aceleración de la gravedad (m/s^2)

En el caso estudiado, interesa el número de Froude en la sección de aguas arriba; es decir, para el flujo de aproximación a la zona protegida. Con el dispositivo experimental empleado, se puede variar el número de Froude de aproximación haciendo circular diferentes caudales por el circuito, variando la condición de contorno aguas abajo (incremento o disminución de calados), y aumentando el espesor de la capa de arena (disminución de calados).

Las relaciones de contracción que se pueden ensayar dependen del espesor de las placas de metacrilato disponibles. Éstas son: 0.25 (placas de 8 mm de espesor), 0.31 (placas de 10 mm), 0.41 (placas de 13 mm), 0.50 (placas de 16 mm) y 0.62 (placas de 20 mm).

En cuanto al número de Reynolds del flujo, su expresión para canales es:

$$R_e = \frac{v \cdot R_H}{\nu} \quad [4.3]$$

Donde v = velocidad media del flujo (m/s)

R_H = Radio hidráulico (m)

ν = Viscosidad cinemática del fluido (m^2/s)

Dado que el número de Reynolds depende de la viscosidad cinemática del fluido, también es función de la temperatura del agua durante la realización de los ensayos. La temperatura es un parámetro sobre el que no se tiene control, de manera que el número

de Reynolds del flujo se calculará posteriormente en función de las condiciones de cada ensayo, y después se analizará la influencia de éste dependiendo del rango de números de Reynolds con el que se haya ensayado finalmente.

Teniendo en cuenta los factores sobre los que se puede actuar (relación de contracción, calado aguas arriba y caudal circulante) se ha diseñado el conjunto de ensayos que se presenta a continuación en la Tabla 4.1.

		CAUDAL (l/min)					
		45		52		59	
RELACIÓN DE CONTRACCIÓN	0.25	Froude	0.14	0.17	0.19	0.22	0.26
		Y (cm)	9.0	8.0	8.0	8.0	7.0
	0.31	Froude	0.14	0.17	0.19	0.22	0.26
		Y (cm)	9.0	8.0	8.0	8.0	7.0
	0.41	Froude	0.14	0.17	0.19	0.22	0.26
		Y (cm)	9.0	8.0	8.0	8.0	7.0
	0.50	Froude	0.14	0.17	0.19	0.22	0.26
		Y (cm)	9.0	8.0	8.0	8.0	7.0
	0.62	Froude	0.14	0.17	0.19	0.22	0.26
		Y (cm)	9.0	8.0	8.0	8.0	7.0

Tabla 4.1. Relación de ensayos propuestos

En esta tabla se observa cómo, para las configuraciones propuestas, el rango de números de Froude analizados para cada relación de contracción varía desde 0.14 hasta 0.26. En principio, $F = 0.26$ es el valor máximo que se puede alcanzar con los medios disponibles, pero se considera que el rango analizado es suficientemente amplio como para que se pueda analizar la relación funcional anteriormente indicada.

La relación de ensayos finalmente realizados puede variar con respecto a los ensayos propuestos en la Tabla 4.1, debido principalmente a las limitaciones que presente el dispositivo experimental. En el epígrafe 4.5 se presenta una tabla resumen con las configuraciones realmente ensayadas que, como se verá, cubren las expectativas marcadas inicialmente.

Cada una de las configuraciones propuestas se ha repetido un mínimo de dos veces. El objetivo de esta repetición es analizar si existen diferencias significativas entre dos ensayos teóricamente iguales, lo que significaría que están interviniendo factores no previstos ni controlados.

Cada uno de los ensayos se codifica en función de la relación de contracción ensayada, el caudal circulante, el calado aguas arriba de la zona de interés y el número de repetición de esa configuración.

Por ejemplo, un ensayo codificado como:

b/B0.59-Q59.2-Y8.4-r02

indica que la relación b/B es de 0.59, por lo que las placas empleadas son de 13 mm. El caudal circulante es de 59.2 l/min, y el calado aguas arriba de la zona protegida es de 8.4 cm. Además, esta configuración se está ensayando por segunda vez (r02).

Para cada uno de los ensayos realizados, se han tomado las siguientes medidas:


- Caudal circulante.
- Calado inmediatamente aguas arriba y abajo de la zona protegida.
- Temperatura al inicio y al término del ensayo.
- Espesor inicial del lecho de arena inmediatamente aguas arriba y aguas abajo de la zona protegida (el lecho se ha enrasado con la plataforma de metacrilato, al inicio de cada ensayo).
- Medidas de la evolución del espesor de la capa de arena a lo largo del tiempo del ensayo, disminuyendo la frecuencia de la medición conforme se va estabilizando el proceso erosivo. Dichas medidas se toman tanto aguas arriba como aguas abajo de la zona protegida.
- Fotografías de la evolución del perfil longitudinal, en alzado, a lo largo del ensayo.
- Fotografías de detalle de la fosa de socavación aguas abajo y aguas arriba de la zona protegida, y de otras zonas del canal en caso de que fuesen relevantes, a lo largo del ensayo.
- Fotografías en planta de las fosas de socavación aguas arriba y aguas abajo una vez finalizado el ensayo.
- Perfil longitudinal completo de la zona de afección aguas abajo de la plataforma de protección, incluyendo tanto la fosa de socavación como la cuña de deposición, al término del ensayo.

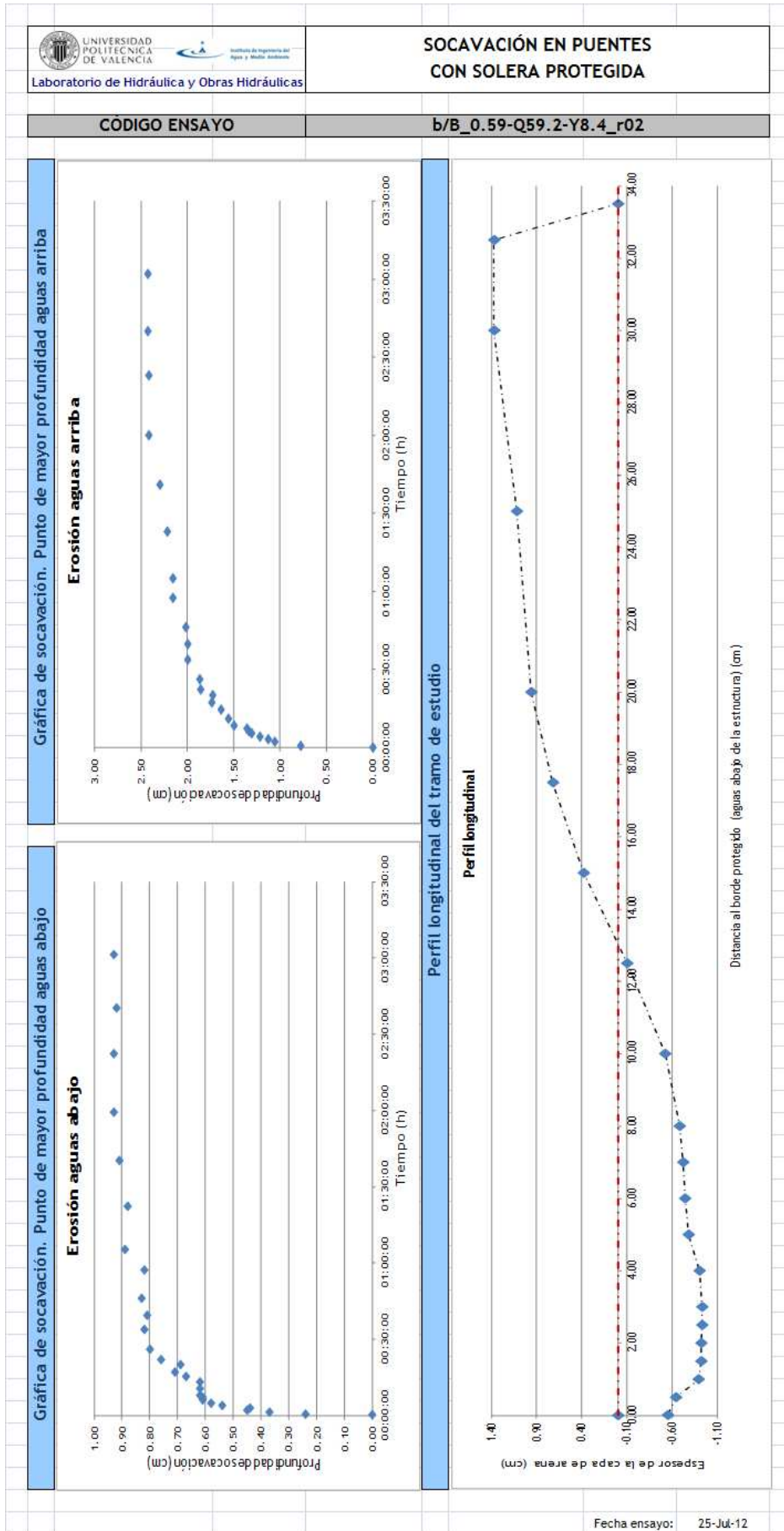
La duración de los ensayos ha de ser tal que se establezca el proceso erosivo, de manera que incrementar el número de horas del ensayo no reportaría ningún beneficio adicional. Para determinar la duración necesaria, se realizó un ensayo inicial de 12 horas. En éste se pudo observar como a partir de las 3 horas aproximadamente, la profundidad de socavación ya no continúa aumentando y se puede considerar que se ha alcanzado una nueva situación de equilibrio en el canal.

En cada ensayo, los datos obtenidos se trasladan al formulario de “*Socavación en puentes con solera protegida*”, implementado en hoja de cálculo y preparado para el análisis de los resultados. A continuación se presenta un ejemplo de este formulario para uno de los ensayos realizados.

En el Anejo se pueden consultar los formularios convenientemente cumplimentados de todos los ensayos realizados.

Los datos recogidos se analizan posteriormente, obteniéndose los resultados que se presentan en el epígrafe siguiente.

UNIVERSIDAD POLITÉCNICA DE VALENCIA Laboratorio de Hidráulica y Obras Hidráulicas			SOCAVACIÓN EN PUENTES CON SOLERA PROTEGIDA		
CÓDIGO ENSAYO			b/B_0.59-Q59.2-Y8.4_r02		
Parámetros geométricos					
Canal de sección rectangular, pendiente horizontal $l_0=0$ m/m					
Ancho del canal	6.40	cm	Cajeros: metacrilato		
Ancho 1 placa	13.0	mm	Rugosidad K_s	0.003	mm
2e	26.0	mm	Lecho: arena		
b	3.80	cm	Diámetro máximo	0.63	mm
Relación b/B	0.59		Diámetro mínimo	0.40	mm
Variables / Parámetros hidráulicos					
Lecturas manómetro			Calado aguas arriba	8.41	cm
H máxima	N/A	mm	Calado aguas abajo	7.98	cm
H mínima	N/A	mm	Velocidad aguas arriba	0.18	m/s
Diafragma			Velocidad aguas abajo	0.19	m/s
Sección tubería	27	mm	Calado crítico	2.89	cm
Sección interior	23	mm	Froude aguas arriba	0.20	Subcrítico
Coef. desagüe			Temperatura media	32.6	°C
Caudal (manómetro)	N/A	m ³ /s	Viscosidad	0.80	10 ⁻⁶ m ² /s
	N/A	l/min	Reynolds	5305	Transición
Caudal (contador)	59.2	l/min	Radio hidráulico	2.32	cm
Condiciones generales del ensayo					
Aguas claras	NO		Formas de lecho	SI	
Lecho vivo	SI		Identificación	DUNAS	
Condición de contorno aguas abajo : Vertedero completamente bajado					
Notas					
<p>VERTEDERO (CONDICIÓN DE CONTORNO AGUAS ABAJO): Completamente bajado</p> <p>CONDICIÓN INICIAL: La correspondiente al régimen permanente</p> <p>MEDICIONES: Medida con limnómetro ag abajo y limnómetro y fotos ag arriba Se mide en la margen derecha aguas abajo y en la izquierda aguas arriba También se toman fotos de detalle de aguas arriba y aguas abajo Se toman fotos en alzado de la socavación aguas arriba, detalle Se toman fotos del perfil longitudinal completo</p> <p>OTROS: El ensayo se prolonga aproximadamente durante 3 horas Como se observa en la gráfica, el perfil prácticamente se ha estabilizado aguas abajo.</p> <p>Dos bombas funcionando a su velocidad nominal.</p> <p>HAY CONDICIONES DE LECHO VIVO Tanto en el tramo de aproximación como aguas abajo de la cuña de deposición</p> <p>PROF. MÁXIMA AG.ARRIBA 2.43 cm PROF. MÁXIMA AG.ABAJO 0.93 cm</p>					
					
			Dunas en el tramo de aproximación		
			Fecha ensayo: 25-Jul-12		



4.4. Descripción cualitativa de los mecanismos de erosión local

4.4.1. Aguas arriba de la estructura

Como se ha comentado en la descripción del fenómeno a estudiar en los Capítulos 2 y 3, como resultado de la acción del flujo en el entorno de la zona contraída y protegida se espera observar erosiones tanto aguas arriba como aguas abajo de dicha zona.

En todos los ensayos realizados, el proceso erosivo comienza de manera inmediata al establecerse el flujo en el canal sedimentológico, tanto aguas arriba como aguas abajo de la zona que representa la estructura. Sin embargo, los mecanismos erosivos que actúan aguas arriba son diferentes a los que actúan aguas abajo.

Aguas arriba de la zona protegida, el mecanismo erosivo es fundamentalmente el de socavación en estribos. Como se observa en las fotografías de la Figura 4.7, la fosa aguas arriba no tiene un desarrollo longitudinal importante (sino que se concentra en las proximidades del estribo), pero se alcanzan grandes profundidades de socavación. De no existir la zona protegida, la fosa se extendería hacia aguas abajo, pegada a la pared del estribo, disminuyéndose las profundidades de socavación alcanzadas conforme aumenta la distancia al extremo aguas arriba (ver prolongación de la línea de puntos en la fotografía de la derecha).

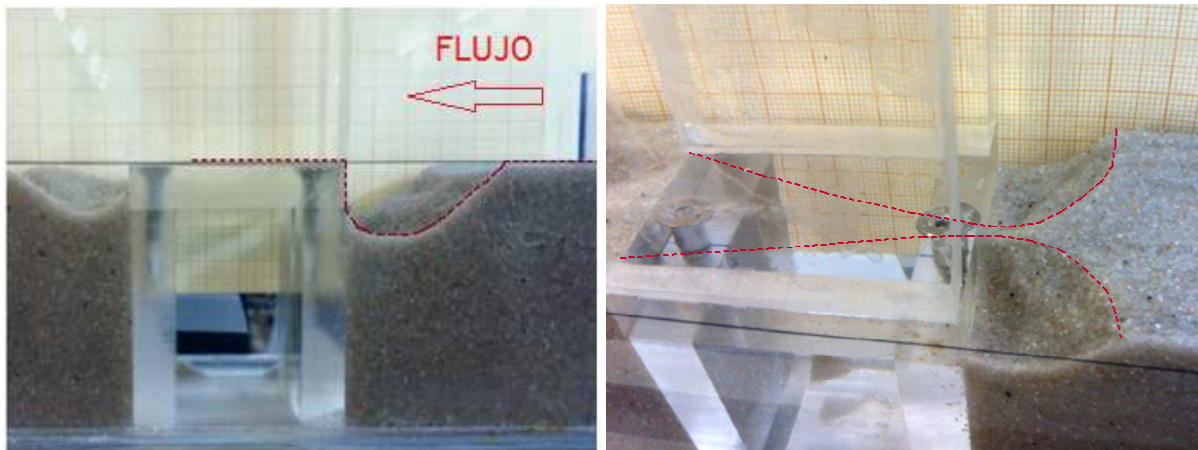


Figura 4.7. Fosa de socavación aguas arriba

4.4.2. Aguas abajo de la estructura

Aguas abajo de la zona protegida, sin embargo, los fenómenos predominantes son la erosión por contracción y la erosión producida por el cambio de rigideces entre el material de la protección y la arena del lecho. En las fotografías de la Figura 4.8 se observa como la profundidad de socavación aguas abajo es generalmente inferior a la que se alcanza aguas arriba, mientras que la extensión en sentido longitudinal es considerablemente mayor.

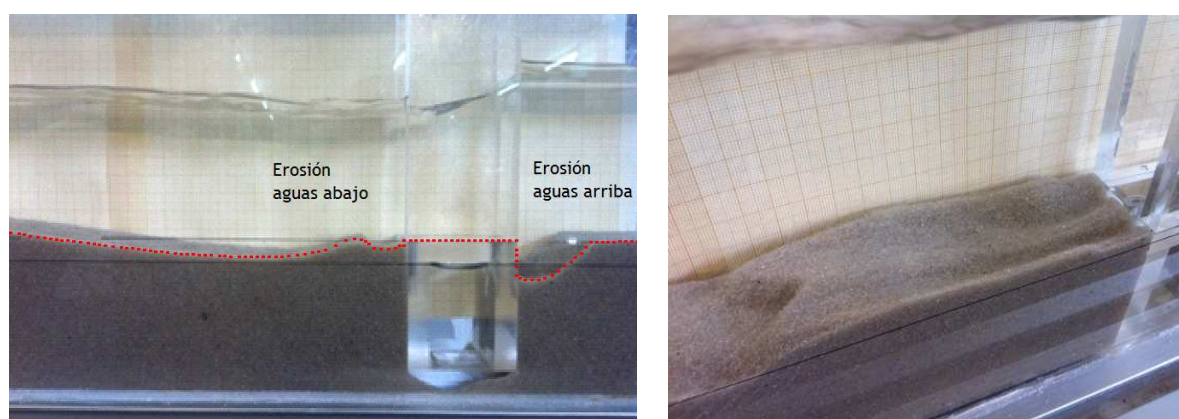


Figura 4.8. Fosa de socavación aguas abajo

En cuanto al perfil transversal del lecho en las zonas erosionadas, también se observan diferencias entre aguas arriba y aguas abajo. En la zona de aguas arriba, desde el inicio del fenómeno las mayores profundidades de socavación se alcanzan cerca de las márgenes, en torno al extremo aguas arriba de los estribos. Se distinguen dos fosas separadas a lo largo de todo el ensayo. Aunque conforme evoluciona el proceso las dimensiones en planta de las fosas aumentan, siempre existe un cierto espesor de arena separándolas.

Aguas abajo, sin embargo, la profundidad máxima de socavación no siempre se alcanza en los laterales del canal. Aunque al principio del ensayo también se distinguen dos fosas separadas, en función de las características del flujo en esta zona se observa en algunos casos como estas fosas acaban unificándose en una sola (Figura 4.9). En el epígrafe 4.6 del presente capítulo se vuelve a hacer mención a este comportamiento diferente de la evolución del proceso de socavación aguas abajo.



Figura 4.9. *Dos fosas completamente separadas (izquierda) y fosa prácticamente unificada (izquierda) aguas abajo de la zona protegida*

4.5. Resultados de los ensayos

Los resultados de todos los ensayos realizados se recogen en las fichas resumen recopiladas en el Anejo del presente trabajo. Las principales variables, recogidas o calculadas en función de las medidas tomadas, son la profundidad de socavación aguas arriba y aguas abajo de la zona contraída (tanto el valor máximo como su evolución temporal), el número de Froude del flujo de aproximación y el número de Reynolds. Además, todas las fotografías tomadas durante los ensayos permiten ilustrar otras cuestiones que han surgido durante la realización de los ensayos y que se comentarán en los epígrafes siguientes.

El primer ensayo realizado se corresponde con la situación en la que sólo existe contracción del flujo en el canal. Para la realización del mismo se elimina la plataforma de metacrilato que representa la zona protegida, por lo que el proceso de erosión por cambio de rigideces en el lecho no actúa.

El objetivo de este ensayo es analizar la “situación de referencia” de la que parte el presente trabajo, para poder comparar posteriormente los mecanismos erosivos que se dan cuando existe contracción y cambio de rigideces con el caso en que sólo existe contracción del flujo. El análisis de ambos casos será tanto cualitativo como cuantitativo, aguas arriba y aguas abajo de la zona contraída. Los resultados numéricos de profundidad máxima de socavación se recogen en la Tabla 4.2, junto al resto de los ensayos.

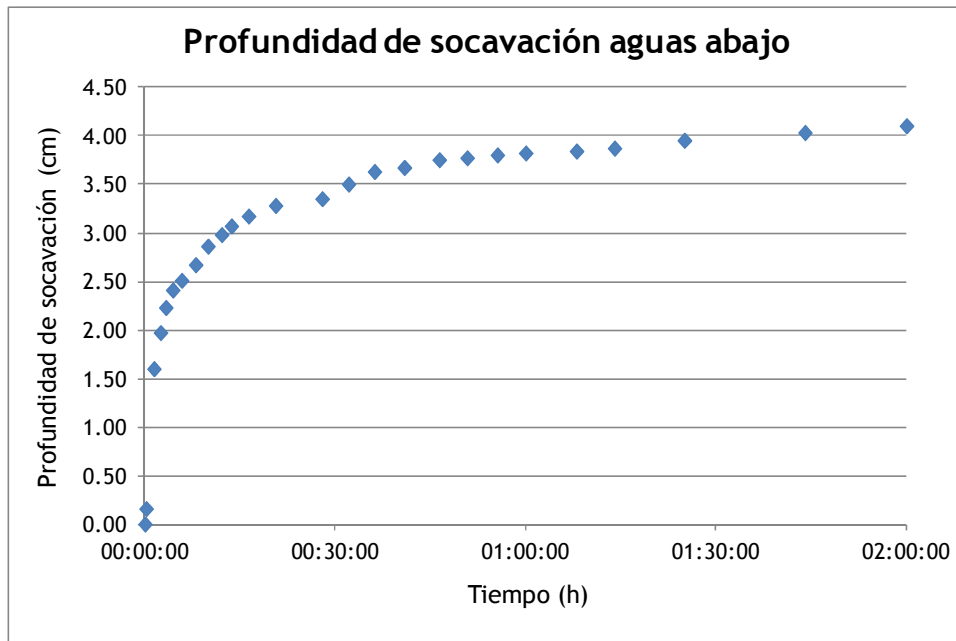


Figura 4.10. Resultados gráficos y experimentales del ensayo sin solera rigidizada

El siguiente ensayo que se presenta es el que se mantiene durante aproximadamente 12 horas, y cuyo objetivo es el de determinar el tiempo necesario para que se alcance el equilibrio del fenómeno estudiado. En este caso, se considera que se ha alcanzado el equilibrio cuando se estabiliza la profundidad de socavación aguas abajo de la zona protegida.

Este ensayo, al ser el primero que se realiza con contracción y solera protegida, también sirve de toma de contacto con el fenómeno, de los mecanismos de erosión que intervienen

tanto aguas arriba como aguas abajo, y otras cuestiones relativas a la toma y recogida de datos.

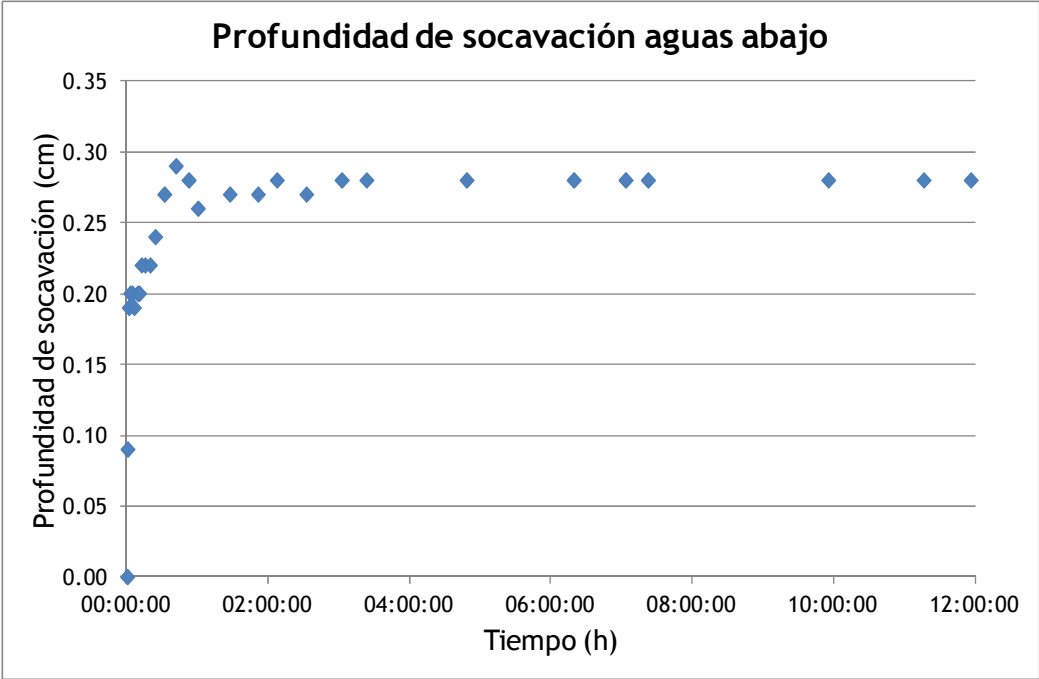


Figura 4.11. Resultados gráficos y experimentales del primer ensayo con zona rigidizada (12 horas)

A continuación se realizan el resto de los ensayos teniendo en cuenta el diseño experimental elaborado y presentado en el epígrafe 4.3. En la Tabla 4.2 se presentan los resultados principales de las configuraciones finalmente ensayadas. Éstas no son exactamente iguales que las propuestas en el diseño de la campaña de ensayos debido a las limitaciones que presenta el dispositivo experimental. Sin embargo, se puede observar cómo se satisfacen las necesidades en cuanto al ensayo de diferentes relaciones de

contracción, barriendo un rango amplio tanto de números de Froude (F) como de números de Reynolds (Re) en el tramo de aproximación.

Una vez presentados los resultados principales de los ensayos realizados, se procede al análisis de los mismos y a la extracción de las conclusiones que se presentan en el epígrafe siguiente.

Código del ensayo	Ancho de placas	Relación de contracción	Caudal	Calado aguas arriba (Y)	Profundidad máxima de socavación		Distancia a Y _s Ag. Abajo	Extensión fosa de socavación Ag. Abajo (L _{fosa})	Extensión cuña de deposición Ag. Abajo	Afección aguas abajo de la cuña de deposición	Extensión total de afección	Número de Froude	Número de Reynolds	Y _s / y	L _{fosa} / Y
					Aguas abajo (Y _s)	Aguas arriba									
-	(mm)	-	(lpm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	-	-	-	-
b/B_0.69-Q45.5-Y7.6_r01	10	0.31	45.5	7.6	0.31	1.33	1.5	3.8	3.5	-	7.2	0.181	4137	0.041	0.493
b/B_0.69-Q45.4-Y7.6_r02	10	0.31	45.4	7.6	0.34	1.35	2.0	3.5	4.1	-	7.6	0.180	4204	0.045	0.461
b/B_0.69-Q45.2-Y7.5_r03	10	0.31	45.2	7.5	0.29	1.33	1.5	3.5	4.0	-	6.5	0.184	4325	0.039	0.468
b/B_0.69-Q59.0-Y8.4_r01	10	0.31	59.0	8.4	0.71	1.91	2.5	9.0	9.5	15.0	33.0	0.203	5314	0.085	1.078
b/B_0.69-Q58.0-Y8.4_r02	10	0.31	58.0	8.4	0.52	1.49	3.0	7.5	9.0	7.5	24.0	0.200	5220	0.062	0.897
b/B_0.69-Q45.5-Y8.8_r01	10	0.31	45.5	8.8	0.11	0.35	1.5	2.5	2.0	-	4.5	0.145	3948	0.013	0.284
b/B_0.69-Q45.5-Y8.8_r02	10	0.31	45.5	8.8	0.10	0.39	1.5	2.5	2.5	-	5.0	0.144	3825	0.011	0.283
b/B_0.69-Q59.4-Y7.2_r01	10	0.31	59.4	7.2	0.81	1.91	5.0	17.5	27.5	10.0	55.0	0.254	5925	0.112	2.420
b/B_0.69-Q59.5-Y7.2_r02	10	0.31	59.5	7.2	0.91	2.11	4.0	17.5	26.5	13.5	57.5	0.257	5958	0.127	2.434
b/B_0.59-Q45.0-Y7.7_r01	13	0.41	45.0	7.7	0.66	1.45	2.5	8.0	8.5	-	16.5	0.175	4046	0.086	1.038
b/B_0.59-Q45.3-Y7.7_r02	13	0.41	45.3	7.7	0.68	1.29	2.5	8.5	8.5	-	17.0	0.175	4149	0.088	1.098
b/B_0.59-Q59.0-Y8.5_r01	13	0.41	59.0	8.5	0.95	2.23	2.5	13.5	18.5	8.0	40.0	0.200	5181	0.112	1.598
b/B_0.59-Q59.2-Y8.4_r02	13	0.41	59.2	8.4	0.93	2.43	2.0	13.0	20.5	7.5	41.0	0.202	5305	0.111	1.546
b/B_0.59-Q45.3-Y8.8_r01	13	0.41	45.3	8.8	0.38	1.15	2.0	4.0	5.0	-	9.0	0.144	3927	0.043	0.455
b/B_0.59-Q45.6-Y8.8_r02	13	0.41	45.6	8.8	0.43	1.08	2.5	5.0	5.5	-	10.5	0.145	3782	0.049	0.567
b/B_0.59-Q59.3-Y7.6_r01	13	0.41	59.3	7.6	1.20	2.46	4.0	30.0	41.0	20.0	91.0	0.238	5739	0.159	3.974
b/B_0.59-Q59.3-Y7.5_r02	13	0.41	59.3	7.5	1.08	2.52	6.0	29.0	43.0	18.0	90.0	0.241	5782	0.145	3.882
b/B_0.50-Q45.1-Y7.8_r01	16	0.50	45.1	7.8	0.94	1.77	2.5	14.0	12.0	-	26.0	0.172	4040	0.120	1.793
b/B_0.50-Q45.2-Y7.7_r02	16	0.50	45.2	7.7	1.12	1.61	2.5	14.0	12.5	-	26.5	0.177	4173	0.146	1.823
b/B_0.50-Q59.0-Y8.7_r01	16	0.50	59.0	8.7	0.95	2.62	3.0	24.0	24.0	14.0	62.0	0.190	5038	0.109	2.749
b/B_0.50-Q59.0-Y8.8_r02	16	0.50	59.0	8.8	0.89	2.63	5.0	25.0	24.0	15.0	64.0	0.189	5132	0.102	2.854
b/B_0.50-Q59.0-Y8.8_r03	16	0.50	59.0	8.8	1.05	2.40	5.0	24.0	28.0	11.0	63.0	0.188	5051	0.119	2.727
b/B_0.50-Q45.5-Y9.0_r01	16	0.50	45.5	9.0	1.00	1.10	3.0	9.5	8.5	-	18.0	0.141	3886	0.111	1.058
b/B_0.50-Q45.3-Y8.9_r02	16	0.50	45.3	8.9	1.02	1.12	3.0	9.0	8.5	-	17.5	0.141	3785	0.114	1.007
b/B_0.50-Q59.3-Y8.1_r01	16	0.50	59.3	8.1	1.35	2.30	5.0	30.0	55.0	10.0	95.0	0.216	5484	0.168	3.727
b/B_0.50-Q59.3-Y8.0_r02	16	0.50	59.3	8.0	1.30	2.60	5.0	32.0	59.0	9.0	100.0	0.217	5499	0.162	3.990
b/B_0.38-Q45.3-Y8.5_r01	20	0.62	45.3	8.5	1.33	1.50	5.0	31.5	27.0	-	58.5	0.152	3826	0.156	3.706
b/B_0.38-Q45.0-Y8.4_r02	20	0.62	45.0	8.4	1.29	1.41	4.0	29.5	23.5	-	53.0	0.153	3819	0.153	3.504
b/B_0.38-Q52.1-Y9.0_r01	20	0.62	52.1	9.0	1.50	1.81	6.0	36.0	31.0	-	67.0	0.160	4369	0.167	4.000
b/B_0.38-Q52.6-Y9.2_r02	20	0.62	52.6	9.2	1.32	1.71	5.0	38.0	34.0	-	72.0	0.157	4220	0.144	4.144
b/B_0.38-Q59.0-Y9.6_r01	20	0.62	59.0	9.6	1.85	1.85	5.0	40.0	55.0	-	95.0	0.166	4739	0.194	4.188
b/B_0.38-Q59.2-Y9.6_r02	20	0.62	59.2	9.6	1.75	1.75	5.0	60.0	55.2	-	115.2	0.165	4676	0.182	6.250
b/B_0.38-Q52.8-Y8.8_r01	20	0.62	52.8	8.8	1.63	1.81	2.0	45.0	61.0	-	106.0	0.168	4447	0.185	5.119
b/B_0.38-Q52.8-Y8.8_r02	20	0.62	52.8	8.8	1.47	1.69	2.0	42.0	62.5	-	104.5	0.168	4572	0.167	4.778

Tabla 4.2. Tabla resumen de los ensayos realizados en laboratorio

4.6. Análisis de los resultados

4.6.1. Cuestiones generales

De manera previa al análisis numérico de los resultados de los ensayos, existen una serie de cuestiones generales, comunes a todos ellos, que es conveniente tratar. La mayoría de las observaciones que se presentan a continuación se han señalado como cuestiones a tener en cuenta en los epígrafes anteriores. El objetivo de este epígrafe es el de dar respuesta a estas cuestiones de manera esencialmente cualitativa.

Ensayo de referencia sin solera rigidizada

En primer lugar, es importante la comparación del ensayo realizado sin solera rigidizada en la zona contraída, con el correspondiente (misma relación de contracción y condiciones del flujo) con la solera protegida.

En base a las fotografías tomadas del perfil longitudinal se realiza un análisis cualitativo de las diferencias entre ambos fenómenos. En la Figura 4.12 se muestra una fotografía en alzado del ensayo correspondiente a la erosión debida a la contracción del flujo (únicamente). Al no existir una zona rigidizada, la erosión se produce tanto aguas arriba como aguas abajo, y dentro de la propia zona contraída. En la imagen se representa también el perfil longitudinal medido en el ensayo donde sí se coloca la plataforma que representa la zona protegida entre los estribos (línea negra en la figura). Ambos ensayos tienen la misma relación de contracción y las mismas condiciones del flujo de aproximación.

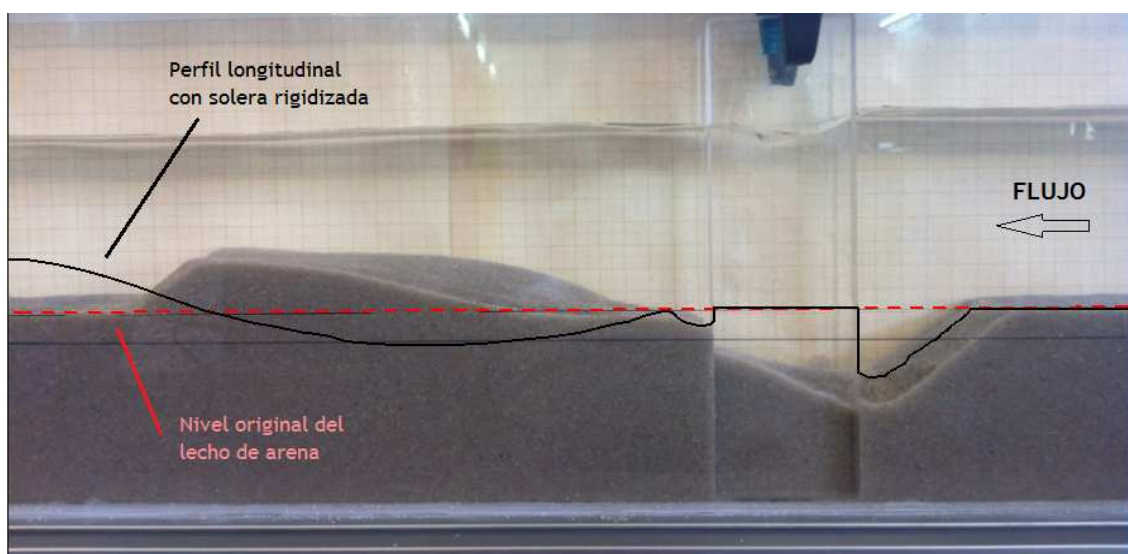


Figura 4.12. Comparación de perfiles longitudinales con y sin solera rigidizada

De la comparación se deduce que proteger la solera del cauce bajo la estructura disminuye considerablemente las profundidades de erosión, sobre todo en la zona aguas arriba de la contracción. Sin embargo, la extensión de la fosa de socavación aguas abajo es mucho mayor cuando se protege el lecho del cauce.

Las profundidades de erosión aguas abajo son menores que aguas arriba, pero aún así también se alcanzan valores elevados como se muestra en la Figura 4.13.

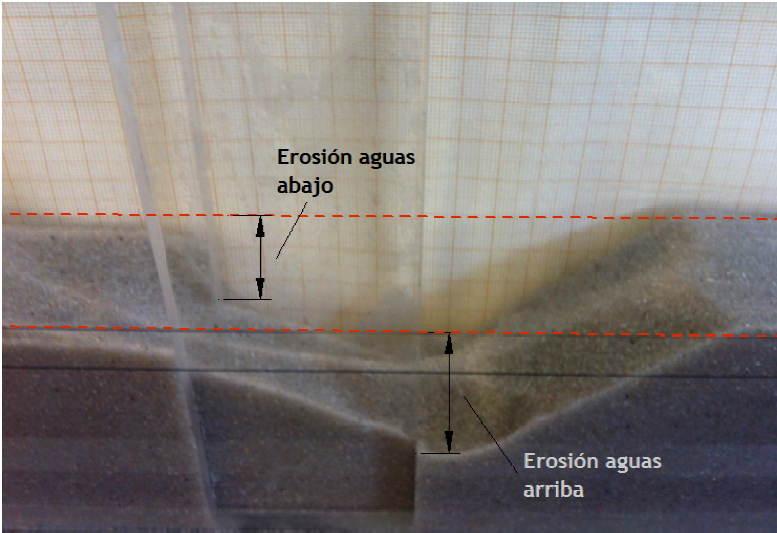


Figura 4.13. Profundidad de socavación aguas arriba y aguas abajo

Estos valores de profundidad de socavación también se han medido con el limnómetro a lo largo de 2 horas de ensayo. Si se comparan con los valores obtenidos en el ensayo análogo con solera protegida (relación de contracción 0.41, y mismas condiciones de flujo de aproximación), la erosión que se produce en cuanto la solera del canal no está protegida es significativamente mayor que la que se produce cuando sí existe la protección (ver Tabla 4.3).

	Profundidad máxima de socavación (cm)	
	Aguas Arriba	Aguas Abajo
Sin solera protegida	6.00	4.10
Con solera protegida	2.49	1.14

Tabla 4.3. Comparación de profundidades máximas de socavación con y sin solera protegida a las dos horas de ensayo

La evolución del fenómeno también es diferente. En la Figura 4.14 se observa como el proceso de socavación alcanza antes el equilibrio cuando la solera bajo la estructura está

protegida. De hecho, transcurrido el mismo tiempo, el ensayo sin protección no parece haberse estabilizado.

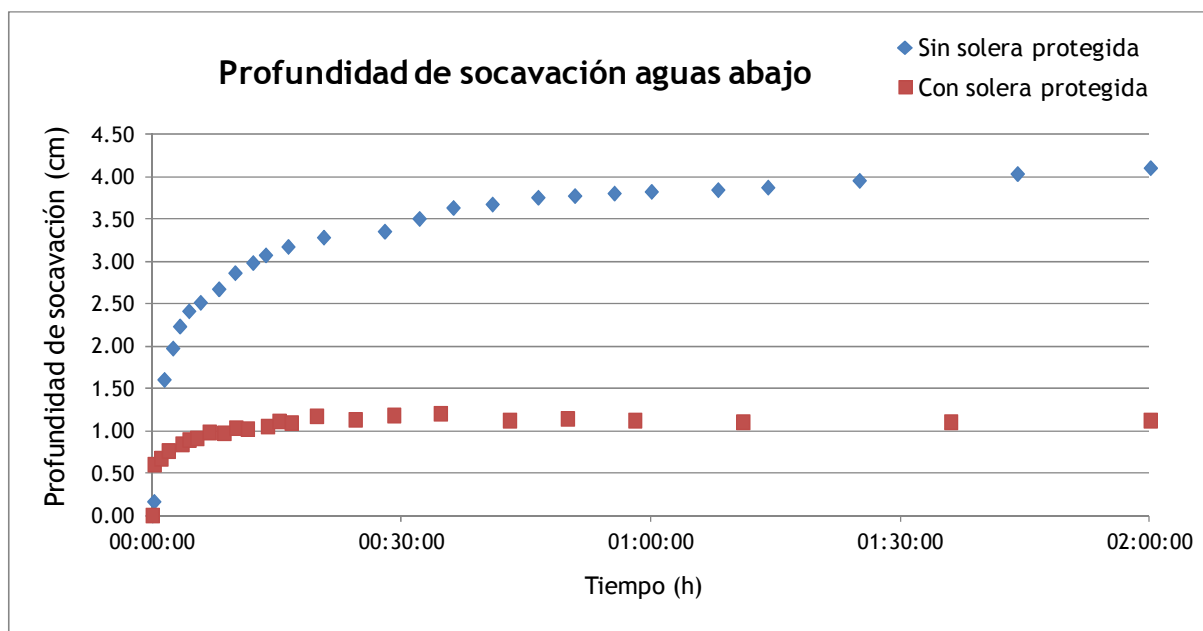


Figura 4.14. Comparación entre la evolución del proceso de socavación aguas abajo de estructuras con y sin solera protegida

En cualquier caso, es evidente que cuando se colocan elementos de protección que modifican la rigidez del lecho, el mecanismo de erosión es completamente distinto, y no es posible analizar el fenómeno con las formulaciones correspondientes a la erosión únicamente por contracción del flujo.

Ensayo de 12 horas de duración

En segundo lugar, se comentan los resultados del ensayo de 12 horas de duración, cuyo objetivo es establecer el tiempo necesario para la estabilización del fenómeno estudiado.

En la gráficas de las Figuras 4.15 y 4.16 se representan los valores medidos de profundidad de socavación en función del tiempo, tanto aguas arriba como aguas abajo de la zona contraída. Como se puede observar, en ambas zonas el fenómeno evoluciona muy rápidamente durante los primeros minutos del ensayo. A continuación, el proceso erosivo se ralentiza y los valores medidos van estabilizándose, hasta alcanzar el valor de equilibrio.

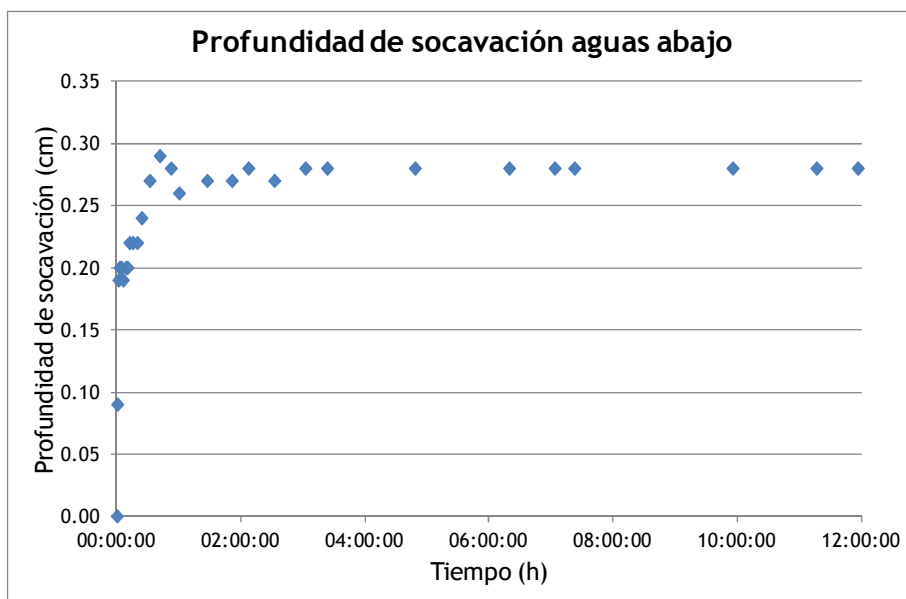


Figura 4.15. Evolución temporal de la profundidad de socavación aguas abajo (ensayo de 12 h)

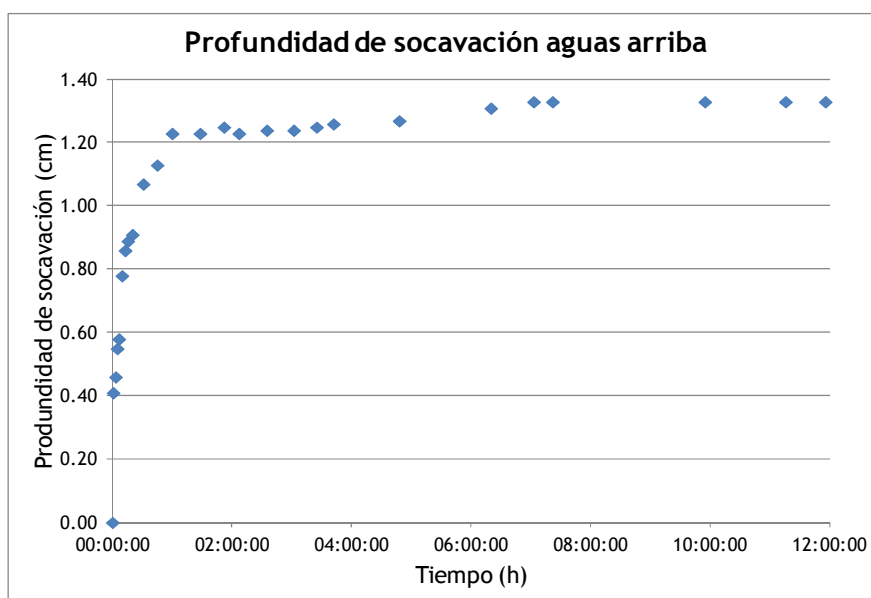


Figura 4.16. Evolución temporal de la profundidad de socavación aguas arriba (ensayo de 12 h)

En el caso de la profundidad de socavación aguas abajo (Figura 4.15), el fenómeno prácticamente se estabiliza a partir de las dos horas de ensayo. Sin embargo, se decide aumentar la duración de los ensayos hasta 3 horas, siempre que sea posible. De esta manera se dispone, por una parte, de un margen de seguridad a la hora de considerar que el proceso se ha estabilizado.

Por otra parte, se observa también en la gráfica que el fenómeno erosivo aguas arriba de la zona protegida (Figura 4.16) tarda más tiempo en estabilizarse. Pese a que el objetivo del presente estudio no es analizar las profundidades de socavación alcanzadas aguas arriba, sí que se recoge su evolución temporal en todos los ensayos, y al prolongar hasta 3

horas los ensayos se obtienen valores de socavación aguas arriba más cercanos al equilibrio, lo que es claramente preferible de cara a cualquier análisis que se decida hacer de estos resultados en un futuro.

Repetibilidad de los ensayos

En tercer lugar, en cuanto a la repetibilidad de los ensayos realizados, se analizan todos los pares de ensayos, tanto en relación a la evolución temporal de la socavación aguas arriba y aguas abajo, como a los perfiles longitudinales obtenidos al término de los ensayos.

En la Figura 4.17 se presentan gráficas donde se representan conjuntamente los resultados de diferentes pares de ensayos. En base a las mismas, se puede concluir que para todas las relaciones de contracción analizadas, y para las diferentes condiciones del flujo de aproximación, la repetición de un ensayo (r_02) proporciona resultados similares a los obtenidos con el ensayo inicial (r_01). Esto significa que no están interviniendo factores externos no controlados en el fenómeno estudiado, y que los resultados son únicamente función de los parámetros analizados.

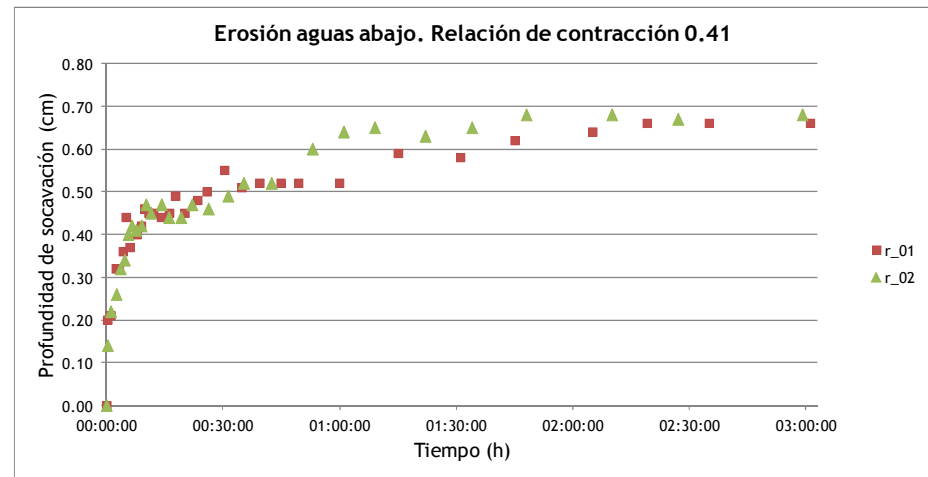
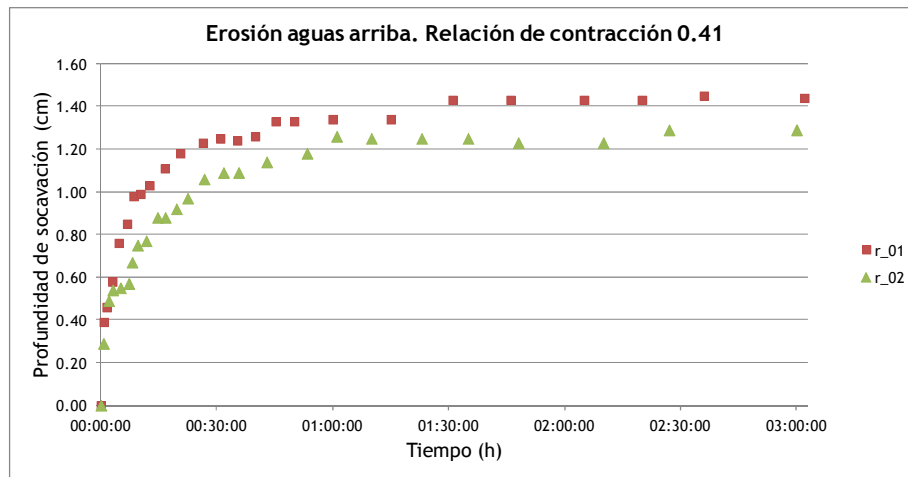
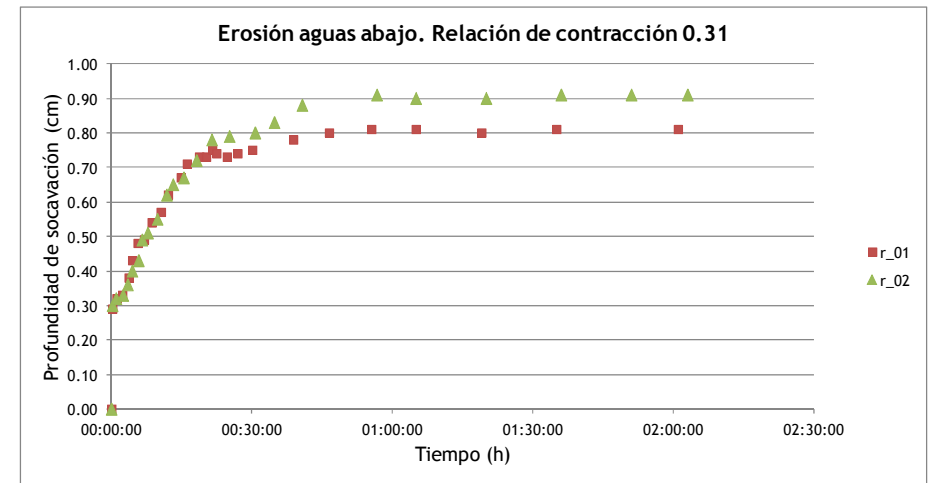
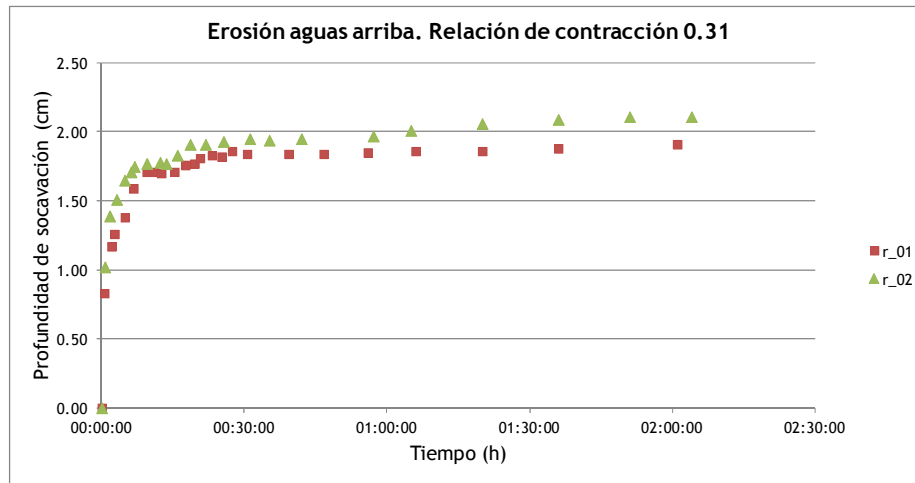


Figura 4.17. (a) Comparación de los resultados de dos ensayos iguales (mismas condiciones del flujo) para cada las relaciones de contracción de 0.31 y 0.41.

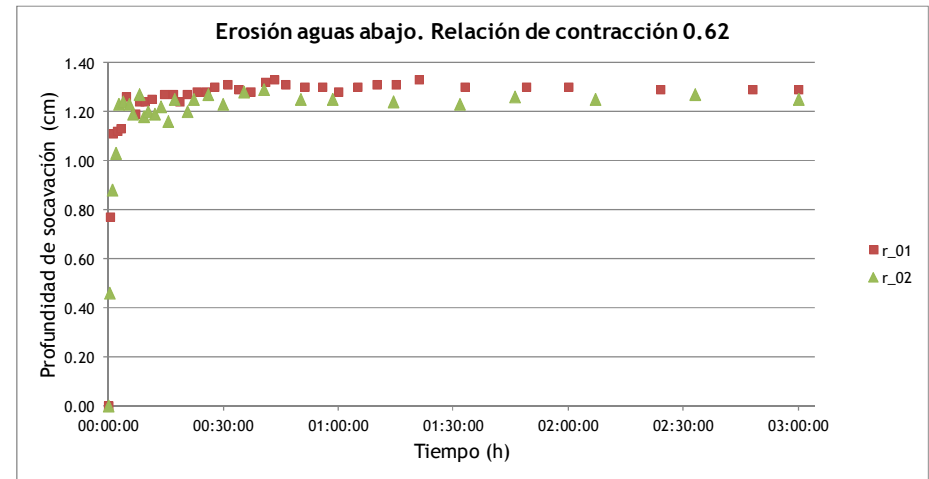
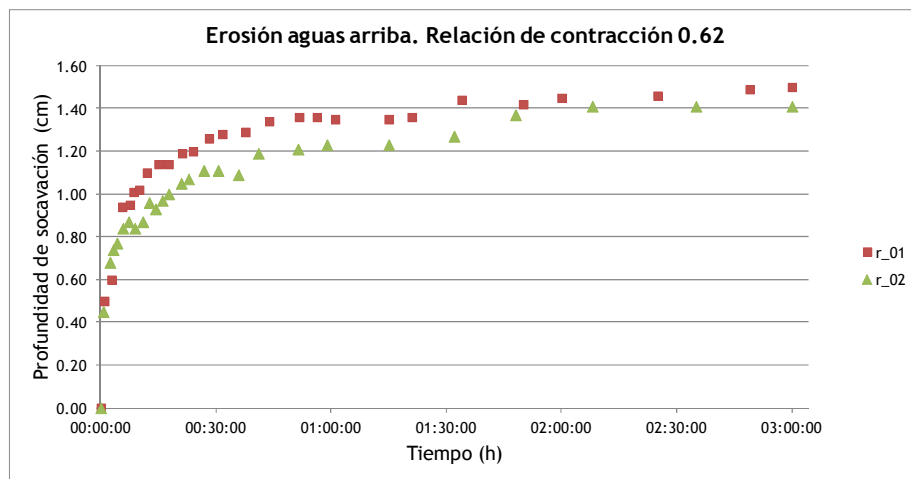
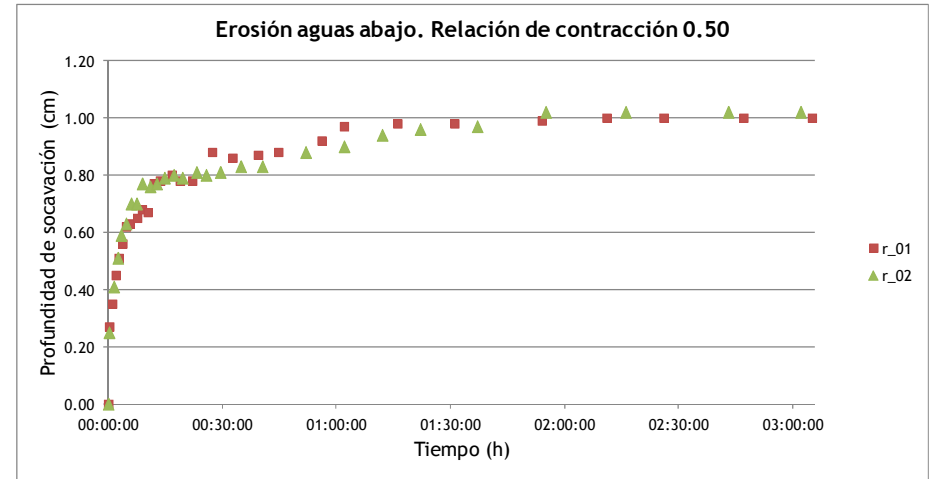
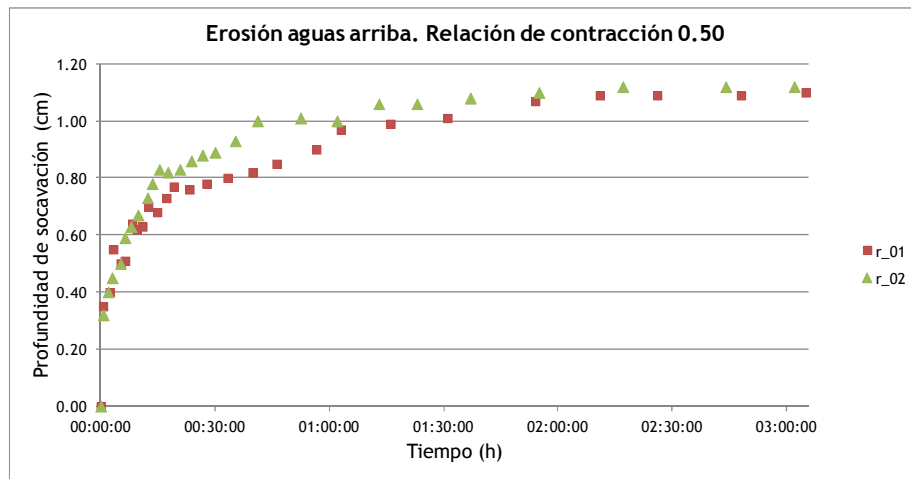


Figura 4.17. (b) Comparación de los resultados de dos ensayos iguales (mismas condiciones del flujo) para las relaciones de contracción de 0.50 y 0.62

Condiciones del lecho en los ensayos

Por último, se considera importante hacer mención a las condiciones del lecho que se presentan en los ensayos realizados.

Para los caudales más altos ensayados (59 l/min), se observa la aparición de formas del lecho (dunas, concretamente) tanto en el tramo inicial del canal sedimentológico como, en algunos casos, aguas abajo de la cuña de deposición (Figura 4.18). Estas dunas indican que las condiciones son de lecho vivo, mientras que para caudales más bajos, las condiciones son siempre de aguas claras.



Figura 4.18. *Formación de dunas en el tramo de aproximación (izquierda) y aguas abajo de la cuña de deposición (derecha)*

En el Capítulo 2, de la revisión del estado del arte se remarca la importancia de diferenciar entre condiciones de lecho vivo y de aguas claras en los procesos erosivos. El motivo es que en el primer caso puede existir un relleno y vaciado cíclico de la fosa de socavación aguas abajo, que no se da en condiciones de aguas claras.

No obstante, las dunas que se observan en el tramo de aproximación se deben principalmente a las perturbaciones del flujo que se crean en la entrada del canal, pese a la existencia de una zona de transición de gravas gruesas para minimizar los efectos del cambio de rigideces. Sin embargo, aunque se forman dunas en este tramo no existe transporte de arena a través de la zona contraída y protegida, por lo que se puede decir que, con las consideraciones anteriores, no existen condiciones de lecho vivo a través de la zona estudiada.

Aunque las dunas avancen desde el inicio del canal hasta la zona estudiada, todos los ensayos se han concluido antes de que éstas lleguen a las fosas de socavación aguas arriba, por lo que no influyen en los valores de socavación medidos. Por otra parte, las dunas que se han formado aguas abajo de la cuña de deposición tampoco influyen en las mediciones tomadas, aunque se ha medido su extensión para determinar la longitud total de afección

del fenómeno. Estas medidas se recogen en la tabla resumen presentada en el epígrafe anterior (Tabla 4.2).

En cualquier caso, en el análisis de resultados en relación a la profundidad máxima de socavación, se señalarán aquellos en los que se ha observado la formación de dunas en el canal sedimentológico.

Una vez comentadas estas cuestiones relativas al conjunto de ensayos realizados en la campaña experimental, se procede al análisis cuantitativo de las variables analizadas en el proceso de socavación, en la zona aguas abajo de la contracción con lecho rigidizado.

4.6.2. Condiciones críticas de inicio del movimiento

Uno de los objetivos principales del presente trabajo es el siguiente: analizar la influencia de la tipología de estructuras considerada en las condiciones críticas (c.cr.) de inicio del movimiento de los materiales que configuran el lecho del cauce. Estas estructuras introducen dos factores fundamentales, que son la contracción del flujo y el cambio de rigidices del lecho. El efecto conjunto de ambos modifican las c.cr. de inicio del movimiento en relación a otros procesos de erosión que se pueden encontrar en la literatura técnica.

Esta cuestión se ha abordado en el presente trabajo de la siguiente manera: dado que las c.cr. de inicio del movimiento se pueden formular para el caso de lecho abierto (fuera de la zona de influencia de la estructura) y para el caso de contracciones suficientemente largas, se han comparado esas condiciones con las que se dan en los ensayos realizados. De esta manera, es posible determinar si, como se supone a priori, la movilización del material en la zona de afección de las estructuras consideradas se produce antes de lo que se produciría en el caso de no existir las mismas.

En primer lugar, se analizan las condiciones críticas de inicio del movimiento en relación a lecho abierto. La movilización de una partícula del lecho se produce cuando las tensiones tangenciales que se desarrollan sobre la misma alcanzan el valor de la tensión crítica de corte correspondiente al material que conforma dicha partícula.

La tensión tangencial que el flujo produce sobre el lecho se puede expresar en función del peso específico del fluido (γ), el radio hidráulico (R_H) y la pendiente (I) según la expresión:

$$\tau_0 = \gamma R_H I \quad [4.4]$$

Despejando la pendiente de la ecuación de Manning ([4.5]) y sustituyendo en la expresión anterior, se obtiene la ecuación [4.6].

$$v = \frac{1}{n} R_H^{2/3} I^{1/2} \quad [4.5]$$

$$\tau_0 = \gamma \frac{v^2 n^2}{R_H^{1/3}} \quad [4.6]$$

El coeficiente de rugosidad de Manning (n) se puede expresar en función del diámetro medio del material (D), según la fórmula de Strickler, cuya expresión en unidades del sistema internacional es:

$$n = 0.041 D^{1/6} \quad [4.7]$$

Por otra parte, la velocidad también se puede expresar en función del caudal y de la sección mojada. A la hora de comparar las tensiones desarrolladas sobre el lecho con la tensión crítica de inicio de movimiento de las mismas, en la sección inmediatamente aguas abajo de la zona protegida, el calado ha de ser el medido en esa sección. El ancho, sin embargo, no es el ancho fuera de la zona contraída (B), sino el ancho útil en dicha zona (b). El motivo de utilizar este valor pese a que las tensiones se evalúen fuera de la contracción es que, inmediatamente aguas abajo de la misma, el flujo todavía no se ha expandido y el ancho real en que éste tiene lugar es el de paso de la estructura, (b). Por tanto, las velocidades del flujo serán las correspondientes a la sección contraída.

En cuanto al peso específico del fluido, se toma el valor de 9810 N/m³, correspondiente al agua.

Así pues, la expresión [4.6] puede reescribirse como:

$$\tau_0 = 16.5 \frac{Q^2}{b^2 y^2 R_H^{1/3}} D^{1/3} \quad [4.8]$$

Esta última expresión de las tensiones tangenciales es directamente aplicable a los ensayos realizados. El caudal (Q), el ancho libre (b) y el calado aguas abajo de la contracción (y) son valores medidos en los ensayos, y el radio hidráulico (R_H) se puede calcular en sección rectangular como:

$$R_H = \frac{By}{B+2y} \quad [4.9]$$

En cuanto al tamaño del material del lecho, dado que se trata de una arena de granulometría cuasi-uniforme entre 0.63 y 0.4 mm, se toma como valor medio 0.52 mm.

Por otra parte, la tensión crítica asociada a un material granular, de densidad ρ y diámetro D se puede obtener a partir de la relación del Shields:

$$\tau_{0C} = K_S (\rho_S - \rho) g D \quad [4.10]$$

K_s es el coeficiente de Shields, que adoptando el criterio de Meyer-Peter y Müller para arenas toma un valor de 0.047. En cuanto a la densidad del material, se toma el valor de 2.65 T/m^3 para la arena silíceica empleada en los ensayos. A efectos prácticos además, este valor es el valor medio de la densidad de los granos de cuarzo, que es el material más resistente y abundante en los cauces naturales y por ello, normalmente utilizado.

Para las partículas de arena de los ensayos realizados, con el tamaño medio indicado anteriormente de 0.52 mm, el valor de la tensión crítica de inicio del movimiento es de:

$$\tau_{0C} = 0.047 \cdot (2650 - 1000) \cdot 9.81 \cdot 0.52 \cdot 10^{-3} = 0.396 \text{ N/m}^2$$

A partir de la expresión [4.8] se calculan, para todos los ensayos realizados, las tensiones tangenciales desarrolladas inmediatamente aguas abajo de la contracción. En la Tabla 4.4 se presentan los resultados de aquellos en los que las tensiones desarrolladas son inferiores a la tensión crítica de la arena empleada.

Código ensayo	Relación de contracción	Q	b	y _{ag. abajo}	R _H	D _m	τ_0	τ_{0C}	τ_0 / τ_{0C}
-	(mm)	(l/min)	(cm)	(cm)	(cm)	(mm)	(N/m ²)	(N/m ²)	(%)
b/B_0.69-Q45.5-Y7.6_r01	0.31	45.5	4.4	7.3	2.22	0.52	0.263	0.396	66.4%
b/B_0.69-Q45.4-Y7.6_r02	0.31	45.4	4.4	7.4	2.23	0.52	0.254	0.396	64.2%
b/B_0.69-Q45.2-Y7.5_r03	0.31	45.2	4.4	7.3	2.22	0.52	0.259	0.396	65.5%
b/B_0.69-Q45.5-Y8.8_r01	0.31	45.5	4.4	8.6	2.33	0.52	0.187	0.396	47.3%
b/B_0.69-Q45.5-Y8.8_r02	0.31	45.5	4.4	8.6	2.33	0.52	0.187	0.396	47.3%
b/B_0.69-Q59.0-Y8.4_r01	0.31	59.0	4.4	8.0	2.29	0.52	0.363	0.396	91.6%
b/B_0.69-Q58.0-Y8.4_r02	0.31	58.0	4.4	8.0	2.28	0.52	0.354	0.396	89.5%
b/B_0.59-Q45.0-Y7.7_r01	0.41	45.0	3.8	7.4	2.23	0.52	0.340	0.396	85.8%
b/B_0.59-Q45.3-Y7.7_r02	0.41	45.3	3.8	7.3	2.23	0.52	0.346	0.396	87.4%
b/B_0.59-Q45.3-Y8.8_r01	0.41	45.3	3.8	8.5	2.32	0.52	0.254	0.396	64.3%
b/B_0.59-Q45.6-Y8.8_r02	0.41	45.6	3.8	8.6	2.33	0.52	0.254	0.396	64.2%
b/B_0.50-Q45.5-Y9.0_r01	0.50	45.5	3.2	8.5	2.33	0.52	0.359	0.396	90.8%
b/B_0.50-Q45.3-Y8.9_r02	0.50	45.3	3.2	8.5	2.33	0.52	0.357	0.396	90.2%

Tabla 4.4. Relación de ensayos en los que las tensiones tangenciales son inferiores a la tensión crítica en situación de lecho abierto

En todos los ensayos recogidos en esta tabla se observa movilización del material aguas abajo de la contracción, aún en los casos en que el porcentaje de tensión tangencial desarrollada respecto de la tensión crítica de inicio del movimiento es inferior al 50%. Así pues, dado el gran número de situaciones en las que se produce movilización del material para relaciones de contracción de 0.31 y 0.41, se puede concluir que el inicio del movimiento en el fenómeno estudiado se produce aún cuando no se han alcanzado las c.cr. correspondientes a lecho abierto y la situación del material localizado aguas abajo de la contracción es, por tanto, más comprometida debido a su proximidad a la estructura.

En segundo lugar se analizan las c.cr. de inicio del movimiento del fenómeno estudiado en este trabajo en relación a las de materiales situados en contracciones largas.

En el manual “*Evaluating Scour at Bridges*” (HEC-18) de la Federal Highway Administration (FHWA, 2012) se desarrolla un procedimiento para obtener la velocidad crítica de inicio del movimiento para erosión por contracciones largas y aguas condiciones de aguas claras. Este procedimiento parte del análisis básico de Straub (1934) para este tipo de situaciones. Siguiendo un proceso análogo al desarrollado en el manual, pero generalizando el análisis para el caso en que el radio hidráulico no se puede aproximar por el calado, la velocidad crítica de inicio del movimiento se puede derivar estableciendo el equilibrio entre la tensión tangencial desarrollada en el lecho (ecuación [4.4]) y la tensión crítica de dicho material (ecuación [4.10]), haciendo intervenir ahora directamente el radio hidráulico. Así, la velocidad crítica de inicio del movimiento, expresada en función de los parámetros ya definidos en este epígrafe, es:

$$v_C = \frac{K_S^{1/2} \left(\frac{\rho_S - 1}{\rho} \right)^{1/2} D^{1/2} R_H^{1/6}}{n} \quad [4.11]$$

Empleando nuevamente el coeficiente K_S propuesto por Meyer-Pertter y Müller, la densidad de la arena indicada y la expresión de Strickler para el cálculo del coeficiente de rugosidad de Manning, la expresión [4.11] queda:

$$v_C = 6.79 D^{1/3} R_H^{1/6} \quad [4.12]$$

Esta velocidad crítica es aquella a partir de la cual debería comenzar la erosión aguas abajo de la contracción (ya que aguas arriba, el mecanismo de erosión es fundamentalmente el de socavación en estribos). Sin embargo, al comparar esta velocidad con la que presenta el flujo en los ensayos inmediatamente después de la contracción (Tabla 4.5 y Figura 4.19), se observa cómo para las relaciones de contracción de 0.31 y 0.41 el inicio del movimiento se produce antes de que se alcancen las condiciones de velocidad crítica para contracciones largas.

Código ensayo	Relación de contracción	Q (l/min)	b (cm)	y _{ag. abajo} (cm)	R _H (cm)	D _m (cm)	v _{ag. abajo} (m/s)	V _C (m/s)	v _{ag. Abajo} / V _C (%)
-	-	(l/min)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(m/s)	(m/s)	(%)
b/B_0.69-Q45.5-Y7.6_r0	0.31	45.5	4.4	7.3	2.22	0.52	0.236	0.290	81.5%
b/B_0.69-Q45.4-Y7.6_r0	0.31	45.4	4.4	7.4	2.23	0.52	0.232	0.290	80.2%
b/B_0.69-Q45.2-Y7.5_r0	0.31	45.2	4.4	7.3	2.22	0.52	0.235	0.290	81.0%
b/B_0.69-Q45.5-Y8.8_r0	0.31	45.5	4.4	8.6	2.33	0.52	0.201	0.292	68.8%
b/B_0.69-Q45.5-Y8.8_r0	0.31	45.5	4.4	8.6	2.33	0.52	0.201	0.292	68.8%
b/B_0.69-Q59.0-Y8.4_r0	0.31	59.0	4.4	8.0	2.29	0.52	0.279	0.291	95.8%
b/B_0.69-Q58.0-Y8.4_r0	0.31	58.0	4.4	8.0	2.28	0.52	0.275	0.291	94.7%
b/B_0.59-Q45.0-Y7.7_r0	0.41	45.0	3.8	7.4	2.23	0.52	0.269	0.290	92.7%
b/B_0.59-Q45.3-Y7.7_r0	0.41	45.3	3.8	7.3	2.23	0.52	0.271	0.290	93.6%
b/B_0.59-Q45.3-Y8.8_r0	0.41	45.3	3.8	8.5	2.32	0.52	0.234	0.292	80.2%
b/B_0.59-Q45.6-Y8.8_r0	0.41	45.6	3.8	8.6	2.33	0.52	0.234	0.292	80.2%
b/B_0.50-Q45.5-Y9.0_r0	0.50	45.5	3.2	8.5	2.33	0.52	0.278	0.292	95.3%
b/B_0.50-Q45.3-Y8.9_r0	0.50	45.3	3.2	8.5	2.33	0.52	0.277	0.292	95.0%

Tabla 4.5. Relación de ensayos en los que la velocidad del flujo aguas abajo es menor que la velocidad crítica en contracciones largas

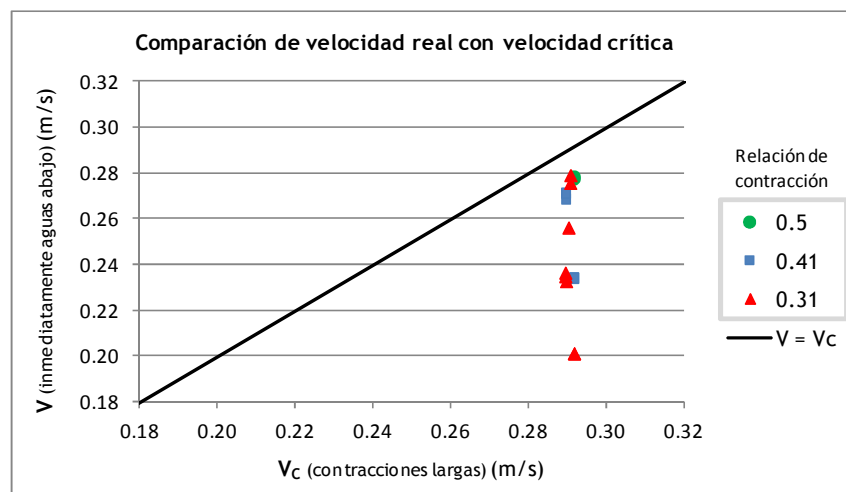


Figura 4.19. Resultado de ensayos donde la velocidad aguas abajo de la zona contraída es inferior a la velocidad crítica para contracciones largas, pero existe movilización del material

En nuestro caso y en situación de aguas claras, en la zona de erosión localizada debida a la contracción y al cambio de rigideces, la velocidad crítica de inicio del movimiento es claramente inferior a la correspondiente a contracciones largas. Sin embargo, también en estos ensayos se observa movilización del material. Esto significa que el mismo material es movilizado por menores velocidades, luego se puede decir que las condiciones de inicio del movimiento son “más tempranas”.

4.6.3. Evolución temporal del proceso de socavación [y_s (t)]

La evolución temporal del proceso de socavación aguas abajo de la zona protegida se ha recogido en todos los ensayos realizados, tanto numéricamente a través de las profundidades de socavación, como cualitativamente gracias a las fotografías de alzado y detalle de esta zona.

Al comparar la evolución temporal de la profundidad de socavación para cada una de las relaciones de contracción ensayadas, se puede concluir que, en general, la máxima profundidad de socavación se alcanza más rápido cuanto mayor sea el número de Froude de aproximación. En las gráficas de la Figura 4.20 se muestra, poniendo como ejemplo ensayos correspondientes a relaciones de contracción de 0.5 y 0.41, cómo el fenómeno alcanza antes una situación de equilibrio cuando los números de Froude son mayores.

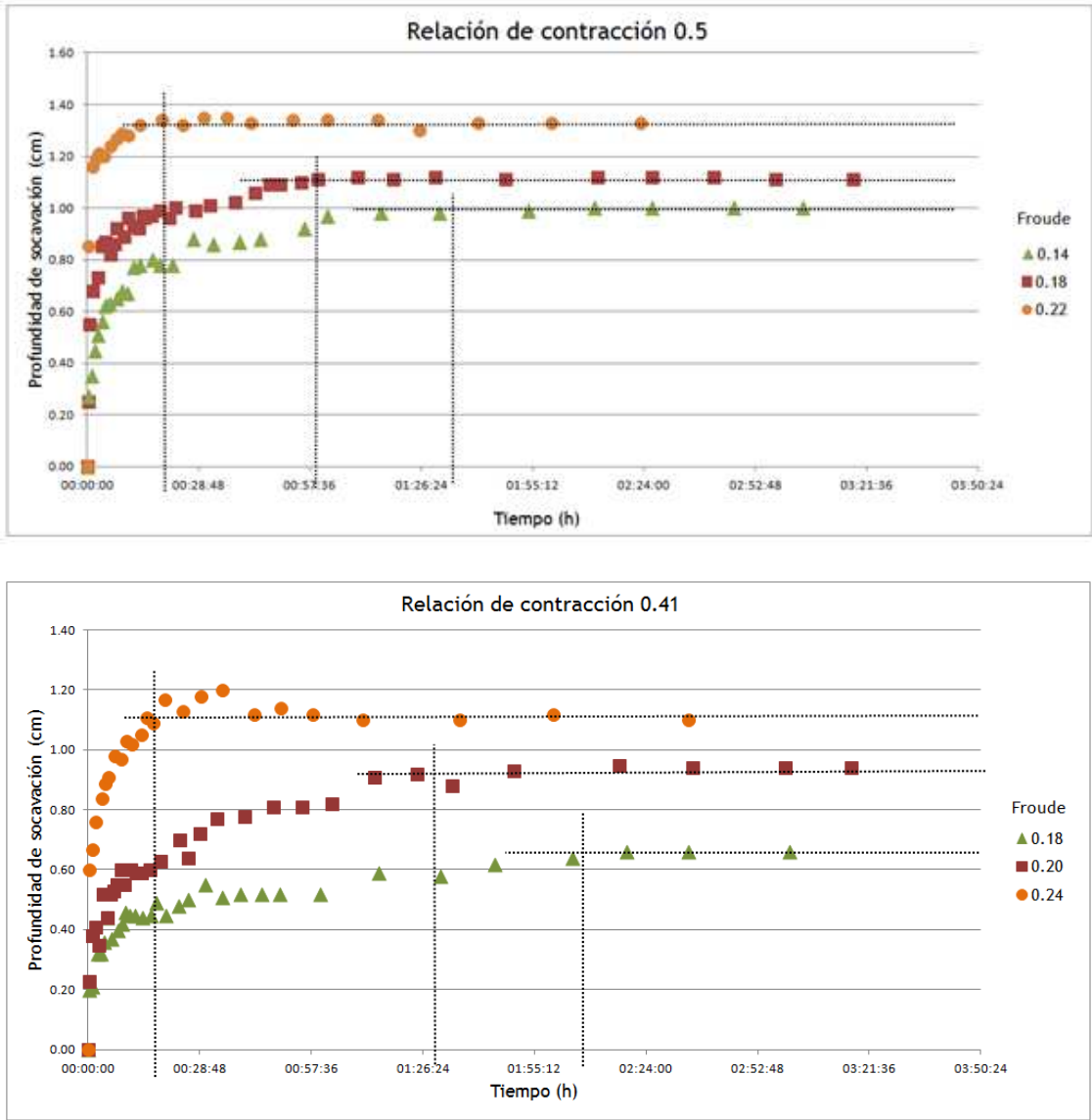
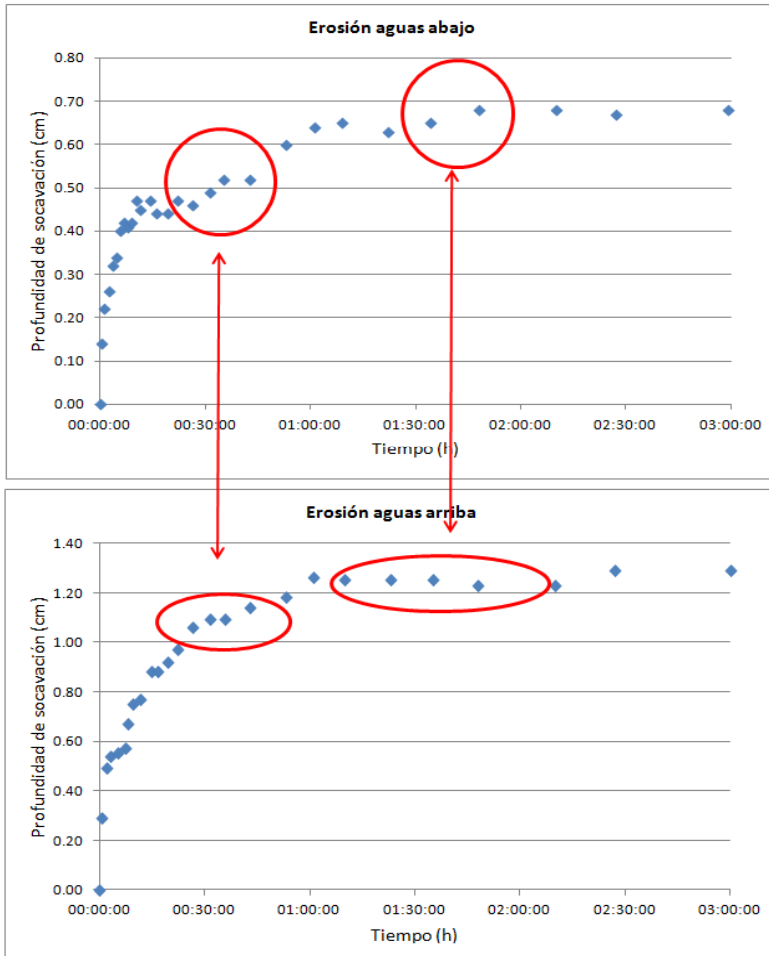


Figura 4.20. Comparación de la evolución temporal de la socavación para distintos números de Froude de aproximación

De la comparación de la evolución de las profundidades de socavación aguas arriba y aguas abajo también se pueden extraer algunos aspectos interesantes. En algunos casos, como los representados en la Figura 4.21, se observa como la profundidad de erosión aguas abajo presenta “saltos” en el tiempo, tras varias mediciones en las que parecía que el fenómeno se estaba estabilizando.

b/B_0.59-Q45.3-Y7.7_r02



b/B_0.69-Q58-Y8.4_r02

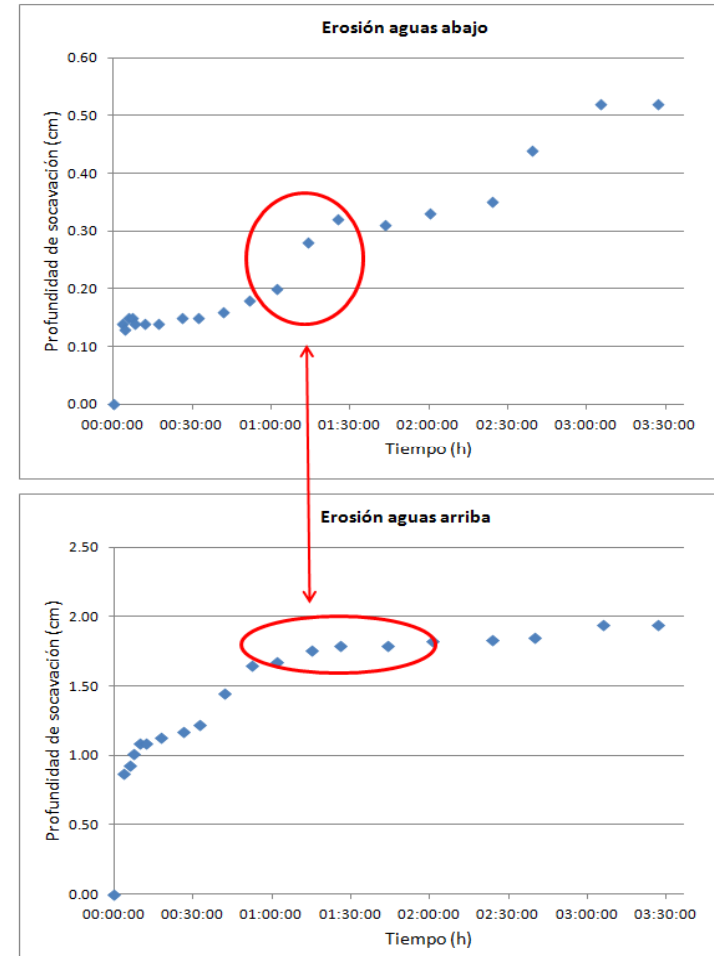


Figura 4.21. Comparación de la evolución del proceso de socavación aguas arriba y aguas abajo

Si se observa el proceso de socavación aguas arriba en los momentos en que se producen saltos aguas abajo, se constata que la erosión aguas arriba se está estabilizando. Esto implica que hay menos material procedente de la fosa de aguas arriba transportándose hacia aguas abajo, y relleno de la fosa de aguas abajo. Esto puede provocar el aumento repentino de las profundidades de socavación aguas abajo.

Es por ello que, pese a que no se analicen posteriormente los resultados de socavación aguas arriba, sí es importante que el fenómeno erosivo en esta zona alcance un estado lo más cercano posible al equilibrio, para asegurar que no se producen más saltos en el perfil aguas abajo.

En cuanto a la forma de la fosa de socavación que se desarrolla aguas abajo, se observa como al principio de todos los ensayos se distinguen dos fosas separadas por una cresta de arena (Figura 4.22). Estas fosas se forman por la acción de los vórtices que se desarrollan en los laterales del canal, aguas abajo, en la zona protegida por los propios estribos de la acción del flujo central, que todavía no se ha expandido completamente tras la contracción (Figura 4.23).



Figura 4.22. Fosas de socavación aguas abajo separadas por una cresta de arena

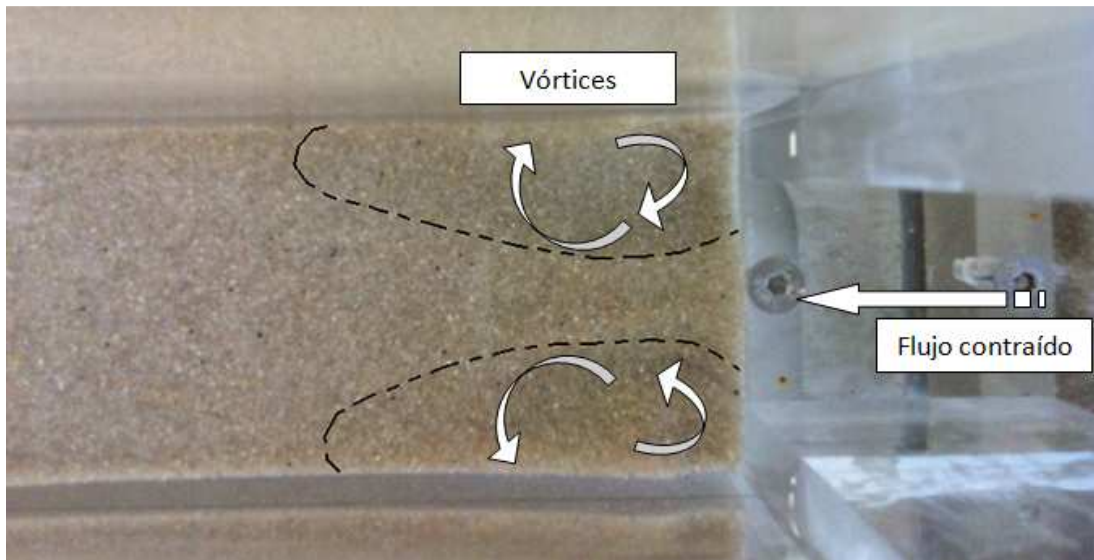


Figura 4.23. *Vórtices en los laterales del canal en la zona donde el flujo aún no se ha expandido*

Sin embargo, si la contracción es suficientemente grande, la aceleración y potencia erosiva del flujo central puede provocar la desaparición de la cresta central, de manera que lo que se observa al cabo del tiempo es una única fosa de socavación aguas abajo, y las máximas profundidades de socavación se producen en el centro del canal. En el caso de dos fosas separadas, las mayores profundidades se producen en la zona cercana a los cajeros (Figura 2.24).

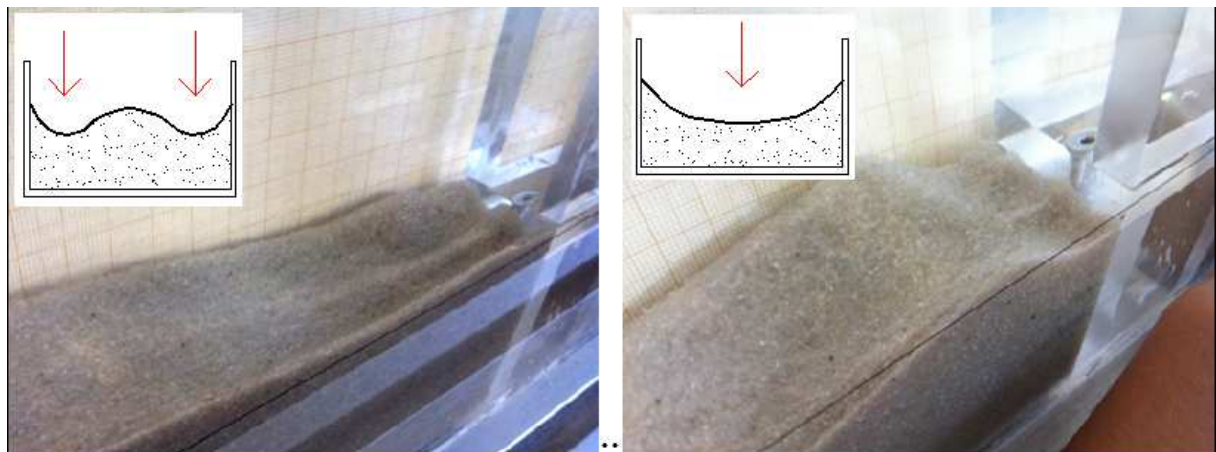


Figura 4.24. *Dos fosas separadas, con dos puntos de profundidad máxima de socavación (izquierda), y una fosa unificada, con un punto de máxima socavación central*

4.6.4. Análisis de la relación $y_s \text{ máx} / y$

En el presente epígrafe y en el que se desarrolla a continuación se analizan las relaciones funcionales obtenidas gracias al análisis dimensional expuesto en el Capítulo 3.

La expresión que gobierna el fenómeno estudiado, con las condiciones particulares de los ensayos realizados, en cuanto a profundidad máxima de socavación aguas abajo de la zona contraída y protegida (y_s) es la siguiente:

$$\frac{y_s}{y} = f\left(\frac{b}{B}, R_e, F\right) \quad [4.13]$$

La profundidad máxima de socavación aguas abajo, adimensionalizada con el calado aguas arriba de la estructura, es función del número de Reynolds del flujo (R_e), del número de Froude (F) y de la relación de contracción ($1-b/B$, que es análoga al cociente b/B . Es independiente analizar una u otra expresión).

Los valores de estas variables están recogidos en la Tabla 4.2 presentada anteriormente en este capítulo, en el epígrafe 4.5.

En primer lugar, se estudia la relación existente entre los valores de profundidad máxima de socavación, adimensionalizada, con el valor del número de Reynolds del flujo en cada uno de los ensayos. En la Figura 4.25 se observa como los pares de valores se distribuyen en una nube de puntos, que no indica la existencia de ninguna relación o tendencia entre las dos variables. Se puede concluir en este caso que para el rango de números de Reynolds ensayados, los valores de socavación no son dependientes de este parámetro.

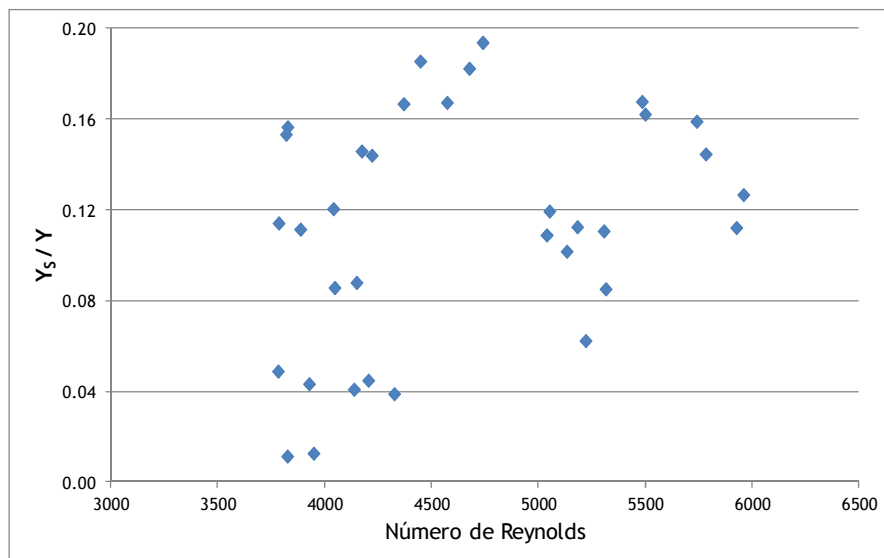


Figura 4.25. Profundidad de socavación adimensionalizada vs número de Reynolds

En segundo lugar, se estudia la relación entre la profundidad de socavación y el número de Froude, en función de la relación de contracción ensayada.

En la Figura 4.26 se presentan, además del conjunto de pares de valores para cada relación de contracción, un ajuste lineal realizado sobre los mismos. En esta gráfica se han representado con relleno sólido los puntos correspondientes a los ensayos realizados en condición de aguas claras, mientras que los puntos obtenidos en los que aparecen dunas en el tramo de aproximación (aunque no se llegaran a dar condiciones de lecho vivo a través de la zona contraída, como ya se ha justificado anteriormente) se representan sin relleno. También se indica el coeficiente R^2 de cada una de las regresiones lineales.

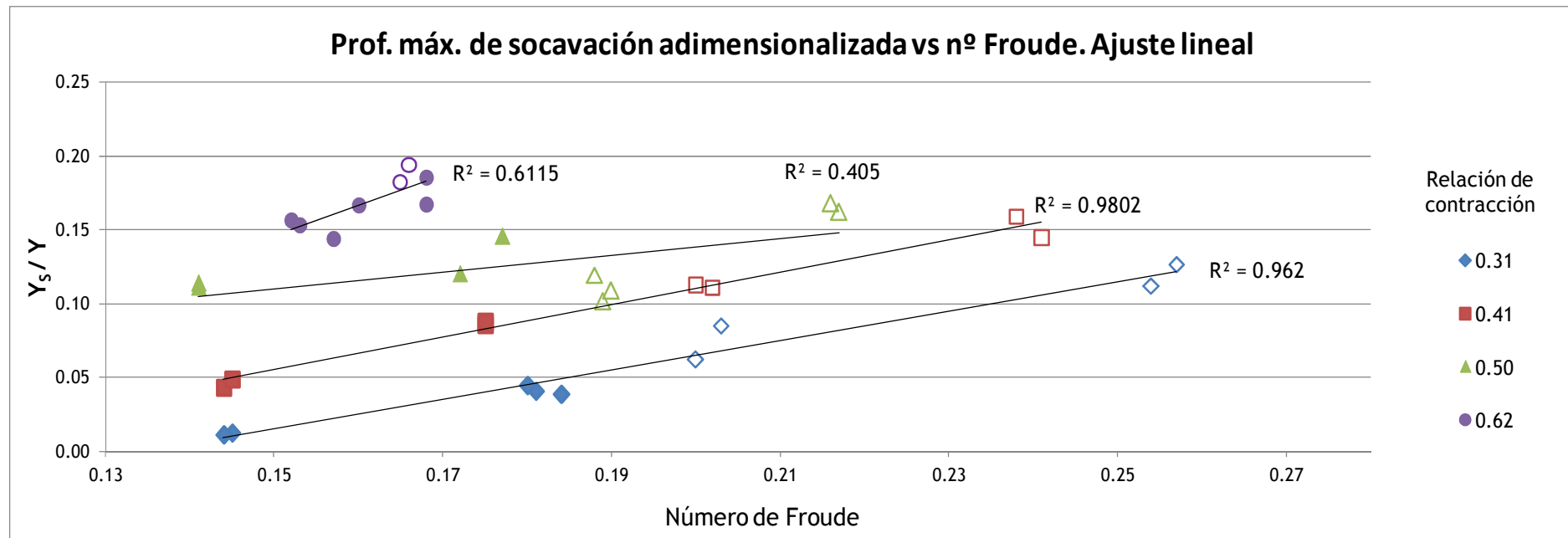


Figura 4.26. Profundidad máxima de socavación vs Número de Froude en función de la relación de contracción

En vista de los resultados obtenidos, es evidente que para las relaciones de contracción menores (de 0.31 y 0.41), la profundidad de socavación aumenta linealmente con el número de Froude de aproximación, en el rango de números de Froude ensayados. Los coeficientes de correlación de los ajustes lineales son muy altos en ambos casos (de 0.96 y 0.98, respectivamente).

En el caso de la mayor relación de contracción analizada (0.62) se observa que, debido a las limitaciones del dispositivo experimental, no se ha conseguido abarcar un rango de números de Froude suficientemente amplio como para que sea posible obtener ninguna conclusión. Además, en estos ensayos las placas empleadas generan muchas pérdidas, el número de Froude aguas abajo de la zona contraída es muy alto, y las condiciones del flujo están próximas al cambio de régimen, por lo que el comportamiento del fenómeno puede ser muy diferente.

En cuanto a la relación de contracción de 0.50, se observa como la tendencia es la misma que para las relaciones de contracción menores: la profundidad de socavación aumenta con el número de Froude. Sin embargo, hay dos ensayos que se alejan claramente de la tendencia del resto (lo que motivó una tercera repetición de los mismos, que volvió a dar como resultado un comportamiento diferente). Uno de los posibles motivos es que, en estos ensayos, también el número de Froude aguas abajo es bastante elevado. También es posible que el proceso necesitara más tiempo para estabilizarse, y se produzca un salto que aumente los valores de socavación más allá de las 3 horas de ensayo establecidas.

No obstante, se ha de tener en cuenta que las relaciones de contracción superiores a 0.50 no son frecuentes en la actualidad en puentes fluviales reales, mientras que sí lo son relaciones similares a 0.31 ó 0.41, que son aquellas en las que se han obtenido los mejores resultados. Así pues, es posible que relaciones de contracción muy altas den como resultado un fenómeno distinto al que se pretende estudiar, pero en puentes reales sí se pueden aplicar las conclusiones obtenidas de los ensayos correspondientes a relaciones de contracción más pequeñas.

Por otra parte, también se analizó la relación inversa; es decir, la profundidad máxima de socavación, adimensionalizada, respecto de la relación de contracción, en función del número de Froude del flujo de aproximación.

En la Figura 4.27 se observa la representación gráfica de esta relación, donde el código de colores representa distintas relaciones de contracción, mientras que los tamaños de los puntos indican el valor (mayor o menor) del número de Froude del flujo aguas arriba.

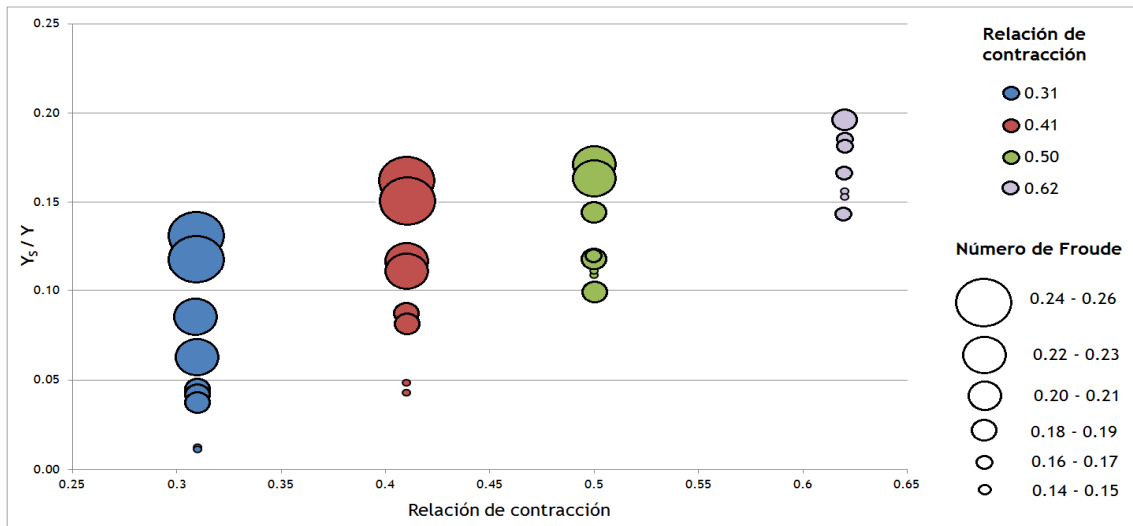


Figura 4.27. Profundidad máx. de socavación vs Relación de contracción en función del N° Froude

En esta gráfica, con las mismas consideraciones que se han expuesto anteriormente para las relaciones de contracción elevadas, se observa la siguiente tendencia: para un mismo número de Froude, la profundidad de socavación aumenta conforme lo hace la relación de contracción. Esta relación parece ser también sensiblemente lineal en el rango de números de Froude ensayados, para relaciones de contracción “reales” (las más pequeñas).

4.6.5. Análisis de la relación L_{fosa} / y

El análisis dimensional realizado en el Capítulo 3 proporciona como resultado la expresión funcional de la profundidad de socavación, adimensionalizada con el calado aguas arriba. Sin embargo, también se indica que dicha relación es válida para cualquier variable del problema con dimensiones geométricas (lineales), como es en este caso la longitud de la fosa de socavación.

$$\frac{L_{fosa}}{y} = f\left(\frac{b}{B}, R_e, F\right) \quad [4.14]$$

Esta longitud es importante, por cuanto indica la zona afectada por fenómenos erosivos derivados de la influencia de la estructura. Si existe otra estructura aguas abajo de la estudiada, la erosión causada por la primera podría llegar a afectar a la segunda.

Nuevamente, a partir de los datos recogidos en la Tabla 4.2, se representan pares de valores ‘longitud de la fosa de socavación/número de Froude’, y se ajustan diversas regresiones a los mismos en función de la relación de contracción correspondiente a cada ensayo. El resultado se muestra en la Figura 4.28.

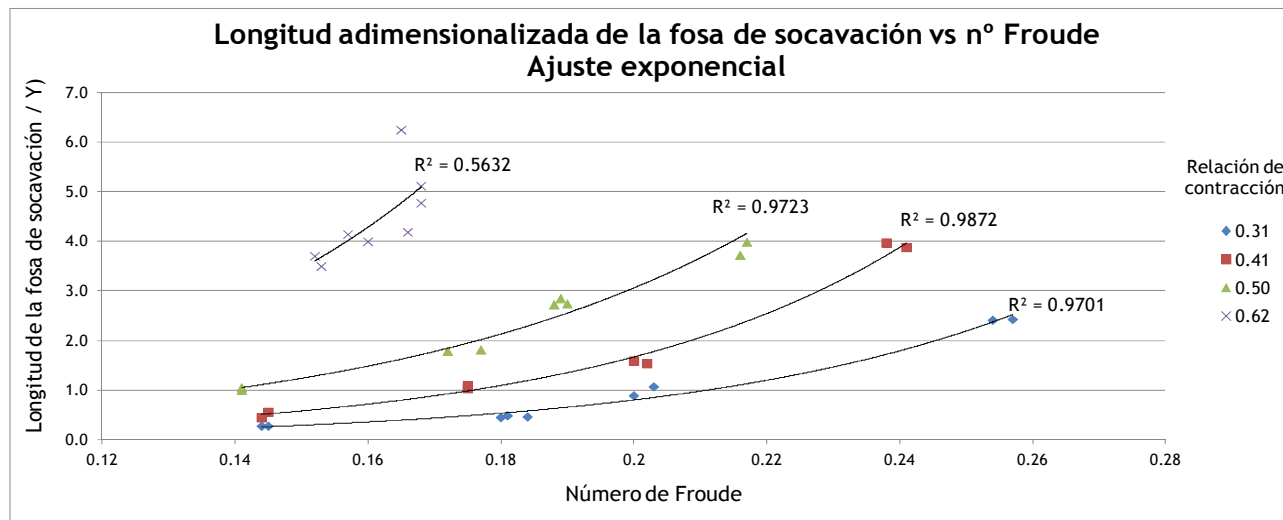
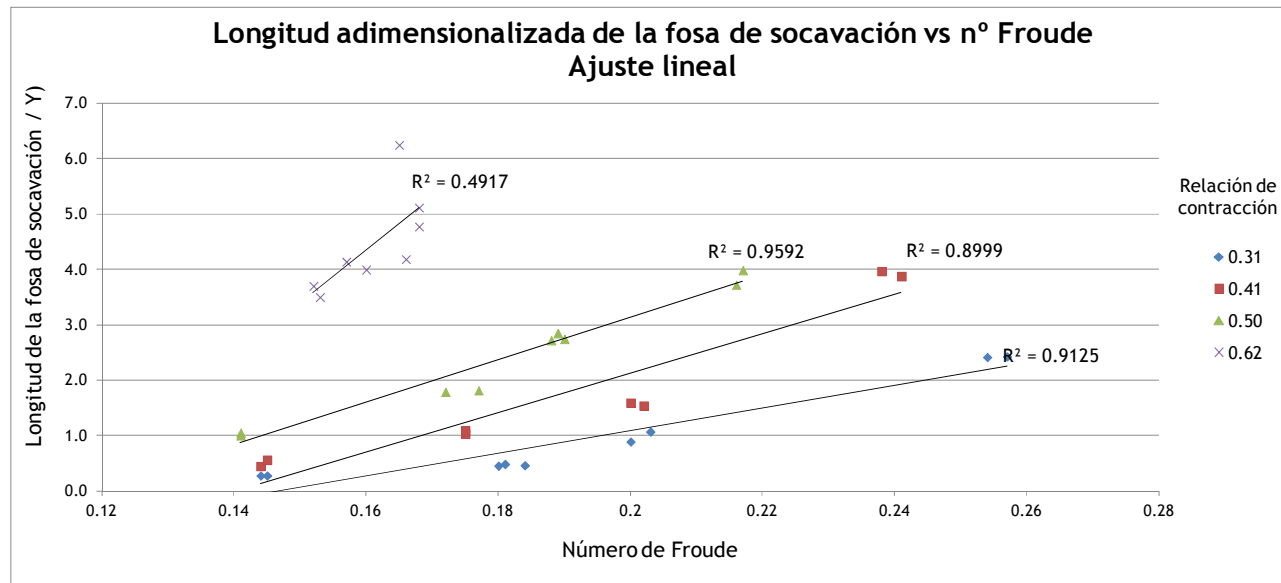


Figura 4.28. Longitud de la fosa de socavación vs N° Froude para distintas relaciones de contracción. Ajuste lineal (superior) y exponencial (inferior)

De los distintos ajustes realizados, el exponencial proporciona valores más altos del coeficiente de regresión. Para las relaciones de contracción de 0.31, 0.41 y 0.50, el coeficiente R^2 es superior a 0.97. Para la relación de contracción de 0.62 el ajuste es bastante peor, por los mismos motivos que con el ajuste de la máxima profundidad de socavación. Las conclusiones derivadas de los ensayos con menores relaciones de contracción no se pueden aplicar a este último caso, ya que las condiciones del flujo son claramente distintas, y el fenómeno de erosión aguas abajo se ve muy modificado.

Lo mismo se puede decir respecto del rango de validez de los resultados en cuanto al número de Froude. Sobre todo en cuanto a longitud de la fosa de socavación, se observa que con una relación exponencial, la extensión de la fosa alcanzaría valores infinitos si los números de Froude fueran mucho mayores a los ensayados. La interpretación física es que el fenómeno sería muy distinto, entrando en juego en estos casos otra serie de condicionantes, como por ejemplo condiciones de lecho vivo a través de la estructura. Parece por tanto razonable plantearse la existencia de una frontera en cuanto a número de Froude y relación de contracción por encima de la cual, otros fenómenos, fundamentalmente derivados de la tendencia del flujo a cambiar de régimen en la contracción, entrarían en juego, dando lugar a mecanismos completamente distintos a los estudiados en este trabajo.

Por último, en cuanto a la relación de la variable estudiada con el número de Reynolds, tal y como se muestra en la Figura 4.29, sigue sin observarse ninguna relación para el rango de números de Reynolds en los que se han desarrollado los ensayos.

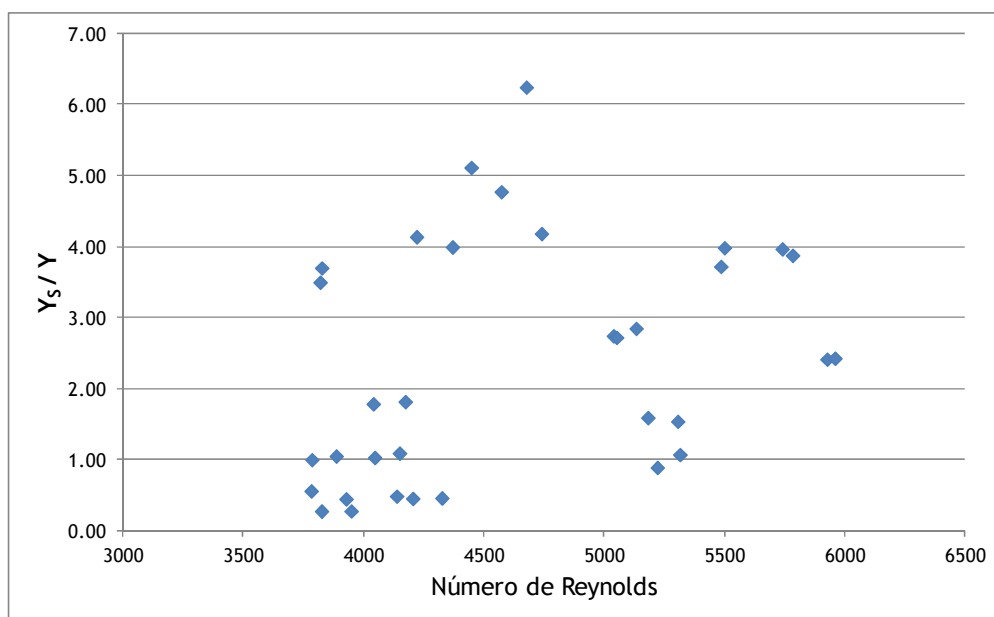


Figura 4.29. Longitud adimensionalizada de la fosa de socavación vs número de Reynolds

5. CASO DE ESTUDIO

5.1. Introducción

La motivación del presente Trabajo Fin de Máster reside en los numerosos casos de estructuras protegidas que existen en la actualidad, que han presentado importantes problemas de erosión aguas abajo tras el paso de una avenida. Estas erosiones, como se ha comentado, pueden dejar expuesta la cimentación de la estructura, y provocar el fallo o colapso de la misma.

Uno de estos casos es el puente de Canet, por donde la CV-320 cruza el río Palancia, que discurre por las provincias de Castellón y Valencia. Concretamente, este puente se localiza en el tramo final del Palancia, cerca de la desembocadura. Este puente presenta todas las características que han dado lugar al estudio experimental abordado en este trabajo: las pilas y los estribos del puente provocan la contracción del flujo en su paso a través de la estructura, y el lecho bajo la estructura está protegido por una plataforma de hormigón que forma parte de la cimentación superficial del puente (Figura 5.1).



Figura 5.1. Detalle del lecho bajo el puente de Canet sobre el río Palancia (Comunidad Valenciana)

Durante el episodio de gota fría del 23 al 26 de octubre de 2000, las lluvias torrenciales que se produjeron dieron como resultado la circulación de caudales muy elevados por el río. Tras el paso de la avenida, se observaron erosiones muy importantes en todas las estructuras (existen varios puentes que cruzan el río entre los términos municipales de

Sagunto y Canet d'En Berenguer), y en particular en el puente de Canet, aguas abajo de la zona protegida por la plataforma de hormigón (Figura 5.2).



Figura 5.2. Fosas de socavación aguas abajo del puente de Canet tras el paso de la avenida de octubre de 2000

La avenida del año 2000 produjo importantes cambios morfológicos en el cauce del río Palancia. En los últimos 6 km de río hasta la desembocadura (donde se encuentra el puente de Canet), el lecho del cauce, que había sido aplanado mediante el uso de maquinaria pesada, recuperó su morfología original tipo *braided*. Además, los procesos erosivos que se desarrollaron a lo largo de todo el cauce sobre el material aluvial (principalmente bolos y gravas) que cubrían la mayor parte del lecho, dejaron al descubierto numerosos afloramientos de roca madre (argilitas y conglomerados) (Segura y Sanchís, 2012).

La importancia de los procesos erosivos y sedimentológicos, que tuvieron lugar durante esta avenida, motivaron la realización de un estudio que analizara los cambios morfodinámicos en cauces aluviales, aplicado al tramo final del río Palancia. Este estudio se incluye en el proyecto de Plan Nacional de I+D+i “Cambios ambientales recientes en los sistemas fluviales mediterráneos. Repercusiones morfosedimentarias” (Ref. CGL2009-14220-C02-02/BTE).

En el siguiente epígrafe se expone parte del trabajo desarrollado en el contexto del citado Plan Nacional, así como las principales conclusiones derivadas del mismo.

5.2. Modelo hidráulico y conclusiones derivadas

El análisis de los procesos erosivos que tuvieron lugar por la acción del flujo, durante la avenida del año 2000, se realiza a partir de los resultados hidráulicos obtenidos con un modelo matemático bidimensional del tramo de río objeto de estudio: los 6 km previos a la desembocadura en el mar Mediterráneo (Figura 5.3).



Figura 5.3. Tramo modelizado del río Palancia y localización del puente de Canet

Como paso previo a la simulación hidráulica, es necesario realizar una reconstrucción hidrológica del episodio de gota fría del año 2000, con el objetivo de obtener los caudales circulantes por el río Palancia durante los días en que el fenómeno fue más intenso. La reconstrucción hidrológica había sido realizada para la cuenca alta y media del río Palancia (desde su nacimiento hasta el embalse del Regajo, y desde el embalse del Regajo hasta el embalse del Algar). Sin embargo, no existían estudios para la cuenca baja, comprendida entre el embalse del Algar y la desembocadura.

El modelo hidrológico se elabora a partir de los datos de las estaciones pluviográficas y pluviométricas situadas en la cuenca media y la cuenca baja del río Palancia. Además, se emplea información relativa al tipo y usos del suelo, así como modelos digitales del terreno de ambas subcuencas. Todos estos datos se implementan en un modelo en HEC-HMS (v3.5, 2010), del US Army Corps of Engineers (Figura 5.4). La cuenca media se incluye en el modelo para poder calibrar el mismo, en base al hidrograma de entrada registrado en el embalse del Algar. La calibración de los parámetros fundamentales del modelo se realiza de manera que las modificaciones implementadas sobre la cuenca media sean directamente trasladables a los parámetros de la cuenca baja.

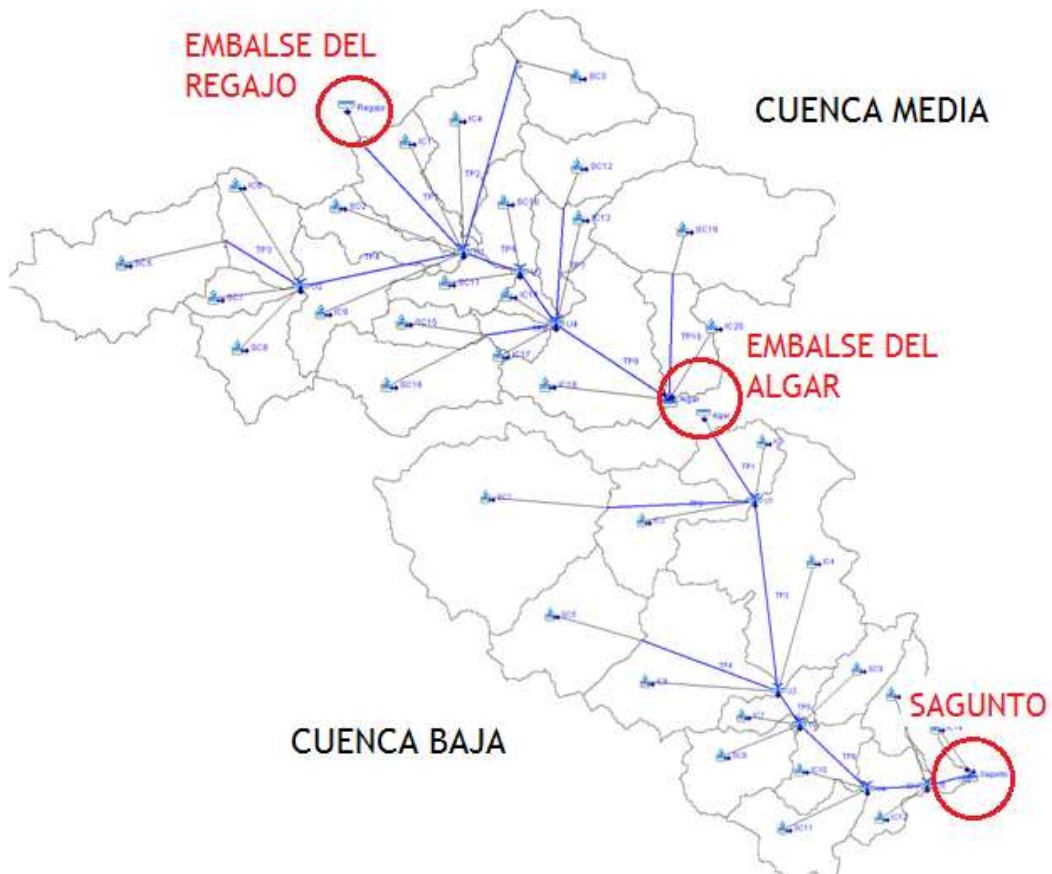


Figura 5.4. Esquema de la cuenca media y de la cuenca baja del río Palancia en HEC-HMS

El resultado principal de la simulación hidrológica es el hidrograma de avenida del río Palancia en su paso por la localidad de Sagunto, es decir, el hidrograma de entrada para el modelo hidráulico bidimensional (Figura 5.5).

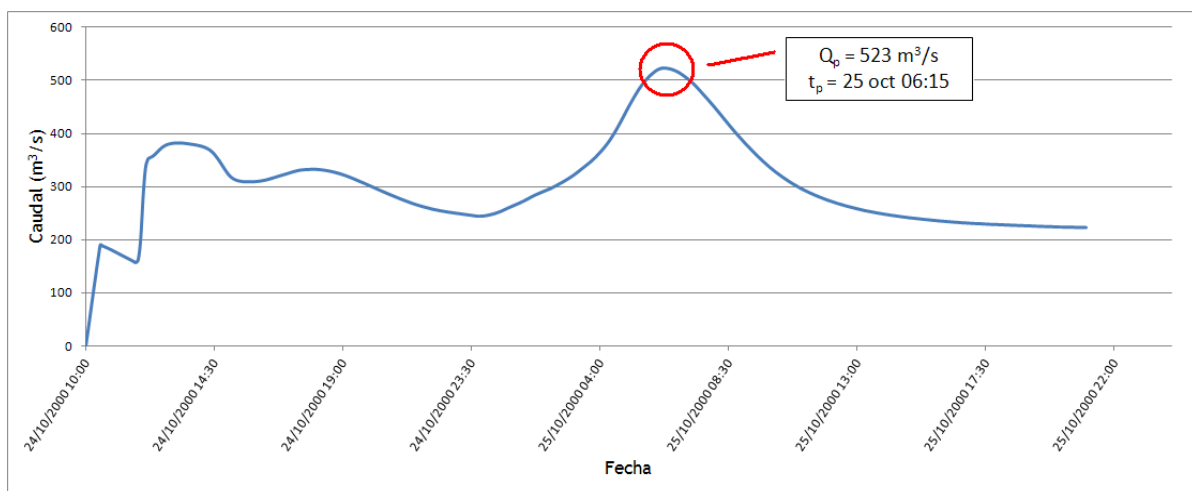


Figura 5.5. Hidrograma de avenida a su paso por Sagunto

En cuanto al modelo hidráulico, se dispone de información topográfica y de campo del tramo de río analizado, previa al paso de la avenida. Esta información se combina con la geometría de pilas y estribos de los tres puentes existentes en el tramo (el puente de la

CN-340, un puente de ferrocarril, y el puente de la CV-320: el puente de Canet). Los datos disponibles se completan con información fotográfica, sobre todo en el entorno de las estructuras y en la zona de la desembocadura (Figura 5.6).

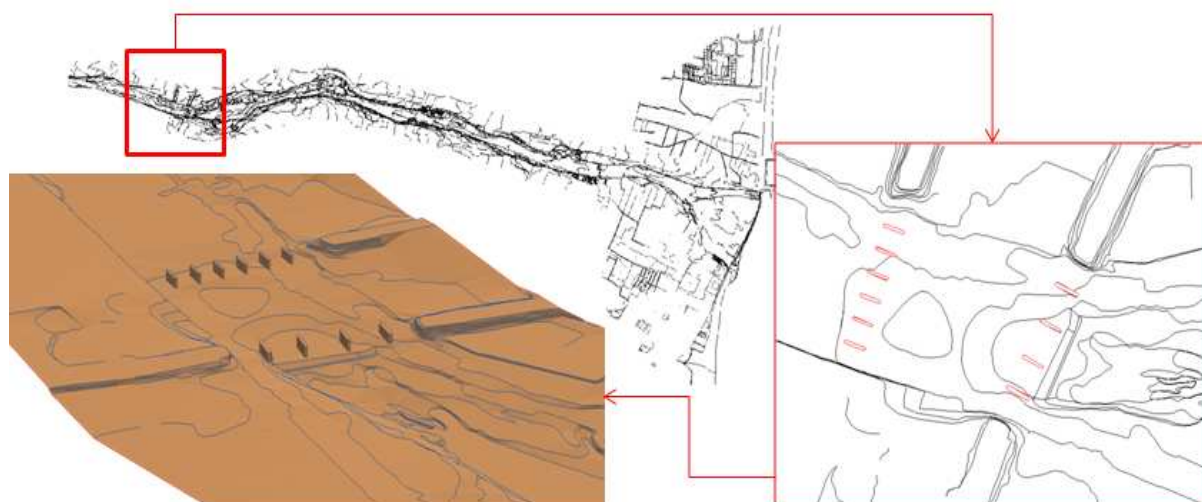


Figura 5.6. Topografía del tramo analizado y detalles de las pilas de dos de los puentes existentes

Por otra parte, también se estiman los coeficientes de rugosidad de Manning de las distintas zonas de lecho y márgenes en función de los materiales y coberturas existentes antes de la avenida. Estos coeficientes se calibrarán posteriormente gracias a las fotografías disponibles de la lámina de agua alcanzada aguas arriba de los puentes existentes en el tramo.

El modelo hidráulico bidimensional se implementa en GUAD 2D (INCLAM Ingeniería del agua, 2010), un modelo bidimensional de simulación que resuelve las ecuaciones de continuidad y cantidad de movimiento en condiciones de aguas someras (promediadas en profundidad asumiendo una distribución hidrostática de presiones) mediante algoritmos numéricos de volúmenes finitos.

La simulación realizada comprende un total de 35 horas, correspondientes al periodo álgido de la avenida a su paso por el tramo de estudio (empezando aproximadamente a las 10:00 del día 24 de octubre de 2000, cuando el embalse del Algar empezó a soltar agua por el aliviadero superficial). GUAD 2D proporciona resultados de velocidades (módulo y componentes), calados y cota de la lámina de agua en cada una de las celdas del modelo digital del terreno introducido, en los instantes de tiempo requeridos (Figuras 5.7 y 5.8).



Figura 5.7. Valores de calados (m) en el tramo analizado



Figura 5.8. Valores de velocidad media del flujo (m/s) en el tramo analizado

A partir de los resultados de calados y velocidades en varios instantes del paso de la avenida, incluyendo el correspondiente al pico (de unos $520 \text{ m}^3/\text{s}$, a las 6:15 am del día 25 de octubre), se obtienen las tensiones tangenciales desarrolladas por el flujo sobre el material del lecho. La expresión empleada para el cálculo de las tensiones tangenciales es la presentada en el epígrafe 4 (ecuación [4.4]), convenientemente modificada para poder aplicarse a las celdas de un archivo tipo ráster (Figura 5.9).

Estas tensiones tangenciales se comparan con la tensión crítica de inicio del movimiento de las partículas que constituyen el lecho del río Palancia. A falta de información más detallada, se considera un tamaño medio para las mismas de 0.16 m, en base documentación geológica del cauce y a la información recabada a posteriori en varias visitas de campo.

La tensión crítica se evalúa con la relación derivada del ábaco de Shields con el criterio de Meyer-Peter y Müller (ecuación [4.10]).

De la comparación de la tensión tangencial producida por el flujo y la tensión crítica del material del lecho en cada una de las celdas que representan el lecho del cauce, se obtiene un mapa binario de ‘movimiento - no movimiento’ del material aluvial (Figura 5.10), que a su vez se contrasta posteriormente con las fotografías aéreas del cauce antes y después del paso de la avenida.



Figura 5.9. Mapa de tensiones tangenciales desarrolladas sobre el material del lecho



Figura 5.10. Mapa de movimiento - no movimiento del material del lecho en el tramo de estudio. Detalle del entorno del puente de Canet (no se observa movimiento)

Las conclusiones que se obtienen de esta comparación son que, en las zonas de lecho abierto, los resultados obtenidos a partir del modelo hidráulico (en cuanto a zonas de movilización de materiales) se corresponden de manera adecuada con las zonas de erosión observadas en las fotografías. Sin embargo, en el caso del puente del Canet, pese a que en base a las fotografías los procesos de erosión aguas abajo de la estructura fueron de una gran magnitud, las tensiones tangenciales desarrolladas predichas con el modelo hidráulico no son superiores a las tensiones críticas del material del lecho, y por tanto no se indica movilización del material. Resulta pues evidente que, en este caso, la metodología estándar empleada no está representando correctamente el fenómeno observado en la realidad en el entorno del puente.

5.3. Aplicación de las relaciones deducidas del análisis experimental

Ya que la metodología de análisis de la erosión desde el punto de vista de las tensiones tangenciales proporciona resultados claramente erróneos, se propone estudiar el caso del puente de Canet con las relaciones obtenidas en el Capítulo 4 del presente trabajo. Estas relaciones son en principio aplicables, ya que dicha estructura supone una contracción del flujo y un cambio de rigideces en el lecho, y se pretende obtener valores de profundidad de socavación máxima aguas abajo de la estructura

Para poder aplicar las relaciones obtenidas, es necesario, en primer lugar, determinar la relación de contracción que presenta la estructura analizada. Dado que el puente de Canet tiene tanto pilas como estribos insertos en el cauce, se calcula el ancho libre que éstos dejan para el paso del flujo, y se obtiene la relación de contracción a partir de este valor y del ancho del cauce en el tramo aguas arriba de la estructura. Así, resulta una relación de contracción de 0.43. Esta relación de contracción está dentro del rango en el que mejores resultados se han obtenido a partir de los ensayos realizados.

En segundo lugar, es necesario obtener las condiciones del flujo de aproximación a la estructura. Estas condiciones están representadas por el calado aguas arriba de la estructura y por el número de Froude del flujo de aproximación. El primer parámetro puede obtenerse directamente de los resultados de la simulación hidráulica bidimensional, y el segundo puede calcularse a partir del valor del calado y de la velocidad en la sección aguas arriba de la estructura.

Así, para el caso del puente de Canet, los valores de los parámetros las variables que permiten obtener una estimación de la profundidad máxima de socavación aguas abajo de

la estructura, en el instante correspondiente al paso del pico de la avenida, son una relación de contracción de 0.43, un calado aguas arriba de 1.8 metros, una velocidad de aproximación de 1.7 m/s y un número de Froude de 0.40.

La ecuación empleada para estimar la profundidad máxima de socavación, para el caso del puente de Canet, es la regresión lineal obtenida para los ensayos con una relación de contracción de 0.41 (el valor más próximo a la relación de contracción real del puente de Canet). La expresión de la profundidad de socavación adimensionalizada con el calado aguas arriba es:

$$\frac{Y_s}{Y} = 1.0957 \cdot F - 0.1092 \quad [5.1]$$

Sustituyendo los valores de calado y número de Froude indicados anteriormente, el valor de la profundidad de socavación adimensionalizada es de 0.33 (Figura 5.11). Como el calado aguas arriba de la estructura es de 1.8 m, la profundidad estimada de socavación es de unos 0.60 m.

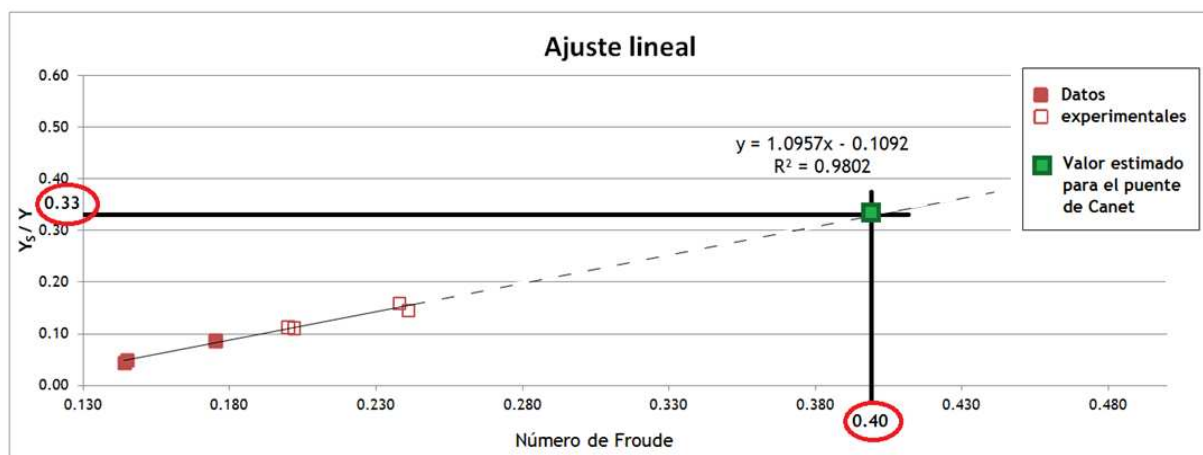


Figura 5.11. Ajuste lineal realizado para la profundidad máxima de socavación, y extrapolación para el número de Froude del caso de estudio

De manera análoga, la expresión que proporciona el valor adimensionalizado para la extensión de la fosa de socavación es, según el ajuste exponencial realizado, es:

$$\frac{L_{fosa}}{Y} = 0.0247e^{21.064 \cdot F} \quad [5.2]$$

Sustituyendo nuevamente los valores de las variables hidráulicas del flujo de aproximación en el caso de estudio, el valor de la longitud de la fosa de socavación adimensionalizada es de 112 (Figura 5.12). Así, la longitud de la fosa estimada, con un calado aguas arriba de 1.8 m, es de aproximadamente 200 m aguas abajo de la estructura.

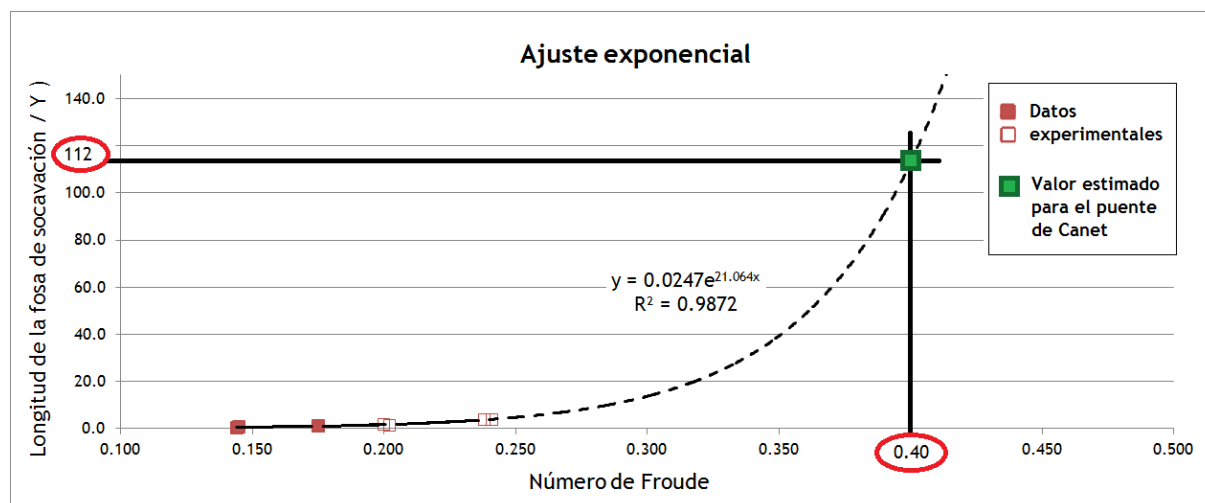


Figura 5.12. Ajuste lineal realizado para la extensión de la fosa de socavación, y extrapolación para el número de Froude del caso de estudio

Estos resultados han de ser interpretados teniendo en cuenta una serie de consideraciones importantes.

En primer lugar, si bien la relación de contracción entra dentro de los valores estudiados en el análisis experimental, el número de Froude del flujo de aproximación al puente de Canet excede del rango de números de Froude analizados en el Capítulo 4. Es posible que existan fenómenos de escala entre los ensayos realizados y la situación real. Además, y aunque en principio los resultados de los análisis apuntan a que no es un parámetro influyente en el fenómeno, existen diferencias en cuanto al tipo de régimen del flujo, atendiendo al número de Reynolds: en los ensayos de laboratorio se obtiene un flujo de transición, mientras que en la situación real el flujo es claramente turbulento.

Por otra parte, se sabe que durante la avenida estudiada algunos vanos de la estructura entraron en carga y se produjo el paso del flujo por encima de la misma, lo que también pudo modificar el campo de velocidades del flujo y por tanto, el fenómeno erosivo estudiado. Es por ello que, en base a las fotografías realizadas tras el paso de la avenida (ver Figura 5.2), las profundidades de socavación alcanzadas fueron en realidad mayores que las estimadas mediante la metodología aplicada (las profundidades reales alcanzadas superaban los 2 metros en algunas zonas aguas abajo de la estructura).

No obstante, es importante remarcar que esta metodología se ha aplicado como complemento a un análisis estándar, cuyas conclusiones por sí solo eran que no existía movilización de ningún tipo. Así, el análisis realizado en este trabajo, con todas las consideraciones expuestas anteriormente, supone una mejora importante, y es de esperar que proporcione mejores resultados si los números de Froude están más próximos al rango analizado. Además, la metodología propuesta estima la extensión de la fosa de socavación

en torno a los 100 metros, y pese a que no se tienen valores exactos de la extensión de la fosa real, sí se deducen longitudes de afección muy importantes en base a las fotografías, que tampoco se obtenían con el análisis previo en base a las tensiones tangenciales.

Así pues, se considera que el estudio realizado y las conclusiones obtenidas en el análisis experimental realizado en el presente Trabajo Fin de Máster constituyen una buena primera aproximación al estudio de los fenómenos de erosión aguas abajo de puentes, que presenten una contracción del flujo y que tengan la solera protegida con algún elemento que suponga un cambio de rigideces respecto al material aluvial del cauce.

6. CONCLUSIONES

6.1. Síntesis y conclusiones

6.1.1. Respecto de la revisión del estado del arte

El punto de partida de este Trabajo Fin de Máster es una revisión del Estado Actual de la Técnica en relación al fenómeno estudiado: procesos de socavación aguas abajo de estructuras por la contracción del flujo y cambio de rigideces en el lecho. A la luz de todos los trabajos encontrados, relativos a los fenómenos de erosión en estructuras insertas en cauces, es evidente la importancia del tema tratado. Este tipo de problemas fluviales se analiza desde hace tiempo, y en la actualidad sigue siendo objeto de estudio desde diversos puntos de vista.

Los principales mecanismos que forman parte del fenómeno tratado, la erosión por contracción y la erosión asociada al cambio de rigideces del material del lecho, han sido tratados por separado con distintas aproximaciones. Éstas comprenden desde las tradicionales regresiones de datos obtenidos con ensayos experimentales hasta técnicas muy recientes para el análisis de fenómenos fuertemente no lineales, pasando por la simulación matemática bidimensional y tridimensional.

Para el análisis de la erosión por contracción, las ecuaciones tradicionales que describen el fenómeno (cuya capacidad para representar éste de manera correcta se ha comprobado en numerosas situaciones), se han incorporado en modelos matemáticos bidimensionales. Los resultados han sido muy satisfactorios, llegando incluso a igualar los resultados de modelos en tres dimensiones en lo relativo a las variables más importantes del fenómeno. Además de las características del flujo en el entorno de la contracción y de las características del material del lecho, una de las principales variables geométricas que influyen en este fenómeno es la relación de contracción del flujo, que es función del ancho natural del cauce (fuera de la contracción) y del ancho libre para el flujo en la zona contraída.

En cuanto a las estructuras o actuaciones que modifican localmente el material del lecho del cauce y, por tanto, su rigidez, también se han encontrado estudios que analizan la erosión asociada a las mismas. Estos estudios están fundamentalmente enfocados a evaluar la socavación que se produce aguas abajo de estructuras de corrección de pendientes (como las traviesas). Aunque esta línea de investigación es más reciente que la de la erosión por contracción, los resultados obtenidos son favorables a la obtención de expresiones que describan este tipo de fenómenos. Estas expresiones proporcionan valores

de profundidades de socavación en función de los parámetros que se emplean habitualmente en el análisis de fenómenos erosivos como, por ejemplo, las características hidráulicas del flujo de aproximación, las variables geométricas de la estructura que provoca la erosión y las características del material del lecho.

Otra característica común de los estudios sobre fenómenos de erosión es la necesidad de distinguir entre aquellos que se dan en condiciones de lecho móvil (con transporte de sedimentos a través de la zona erosionada) y aquellos que se dan en condiciones de aguas claras (sin transporte de sedimentos).

Sin embargo, el fenómeno que se estudia en este trabajo combina varios mecanismos erosivos, y por tanto no son aplicables las expresiones obtenidas para cada uno de ellos por separado. Existen numerosos ejemplos reales de puentes con la problemática tratada - incluso casos de colapso-, que presentan graves socavaciones aguas abajo tras el paso de una avenida. Dado que no se han encontrado trabajos que traten de manera conjunta estos fenómenos, se considera necesario realizar un estudio enfocado a determinar la magnitud y alcance de los mismos. Mejorando el conocimiento sobre los mismos se pueden prevenir afecciones que tengan como consecuencia el fallo de la estructura.

6.1.2. Respecto del análisis experimental

En la campaña de ensayos experimentales, realizados en canal sedimentológico, se han medido profundidades de socavación aguas abajo de estructuras que provoquen la contracción del flujo y tengan la solera protegida. A partir de los resultados, se ha analizado la influencia de varios parámetros (relación de contracción, número de Froude y número de Reynolds del flujo) en la profundidad de socavación observada y en la extensión longitudinal del fenómeno.

Las conclusiones obtenidas del análisis de resultados, desarrollado en el Capítulo 4, se pueden dividir en dos grandes grupos, a saber, la influencia de estas estructuras en las condiciones críticas de inicio del movimiento de las partículas del lecho, y las relaciones existentes entre las profundidades de socavación (y extensión de la misma) y los parámetros y variables hidráulicas analizadas.

Condiciones críticas de inicio del movimiento

En primer lugar, uno de los objetivos del presente trabajo es el de analizar las condiciones críticas de inicio del movimiento del fenómeno estudiado. Este análisis se ha realizado mediante la comparación de las condiciones que se dan en los ensayos realizados, por una

parte, con las condiciones críticas de inicio del movimiento de fenómenos ya estudiados, por otra. Estos últimos son los procesos de erosión (general) que se dan en condiciones de lecho abierto (fuera de la zona de influencia de las estructuras) y la erosión en contracciones largas y situación de aguas claras.

La primera comparación se realiza en base a un estudio de las tensiones tangenciales producidas sobre el material del lecho. La tensión crítica asociada al material se calcula a partir de relaciones derivadas del ábaco de Shields, mientras que las tensiones desarrolladas sobre el lecho del canal sedimentológico se obtienen a partir de los parámetros del flujo medidos y las características de la arena empleada. De esta comparación se puede concluir que el inicio del movimiento en el fenómeno estudiado se produce aún cuando no se han alcanzado las condiciones críticas correspondientes a materiales situados en lecho abierto. Las tensiones tangenciales desarrolladas por el flujo son bastante inferiores a las tensiones críticas para lecho abierto. La situación del material localizado aguas abajo de la contracción es, por tanto, más comprometida debido a su proximidad a la estructura.

La segunda comparación se realiza en base a un análisis de la velocidad crítica de inicio de movimiento para fenómenos de erosión en contracciones largas, obtenida a partir del análisis básico del fenómeno realizado por Straub. De la comparación de esta velocidad con las velocidades observadas aguas abajo de la zona contraída, antes de que se produzca la expansión del flujo, se deduce que la erosión del material se da incluso en casos en que las velocidades son inferiores a la crítica calculada, es decir, que la movilización del material se produce mucho antes si está situado aguas abajo de una zona contraída y con el lecho rigidizado.

En conclusión, comparando las condiciones que se dan en los ensayos realizados con las condiciones críticas de inicio del movimiento en otros casos, es posible afirmar que la afección de la estructura hace que el material sea más susceptible de ser erosionado con condiciones de flujo menos extremas.

Análisis de relaciones funcionales

En segundo lugar, también es objeto del presente trabajo el obtener expresiones que permitan relacionar la profundidad máxima de socavación aguas abajo de la estructura, y la longitud de la fosa de socavación, con una serie de parámetros intervinientes en el fenómeno. Estos parámetros, determinados mediante un análisis dimensional del fenómeno estudiado (Capítulo 3), son la relación de contracción del flujo, el número de Froude y el

número de Reynolds (ecuación [3.24]). Las variables de interés están adimensionalizadas con el valor del calado aguas arriba de la estructura.

Las dos variables de interés se miden en todos los ensayos realizados, en los que se modifican la relación de contracción y las características del flujo, lo que da lugar a distintos números de Froude y números de Reynolds. A continuación se exponen las principales conclusiones obtenidas del análisis de los resultados.

En primer lugar, no se observa relación entre la profundidad máxima de socavación y el número de Reynolds del flujo, para el rango de números de Reynolds ensayado. La misma conclusión se obtiene para el caso de la longitud de la fosa de socavación.

En segundo lugar, sí existe una relación importante entre la relación de contracción, el número de Froude y las variables de interés.

En el caso de la máxima profundidad de socavación, se observa como ésta crece linealmente con el número de Froude, para el rango de valores analizados. En este rango se obtienen ajustes lineales con un valor muy alto del coeficiente de regresión, sobre todo para las relaciones de contracción más bajas (que son las que presentan generalmente los puentes actuales). De manera inversa, también se observa una tendencia lineal en el aumento de la profundidad de socavación en función de la relación de contracción, a igualdad de número de Froude.

En cuanto a la longitud de la fosa de socavación, en el rango de números de Froude ensayados, se han ajustado regresiones lineales y exponenciales con un valor igualmente alto del índice R^2 . Los mejores resultados se obtienen con el ajuste exponencial, cuya interpretación física es que el fenómeno, para números de Froude crecientes respecto de los ensayados, tiende a ser completamente distinto al entrar en juego otra serie de mecanismos.

Como se ha indicado, los mejores ajustes se obtienen para los valores bajos de las relaciones de contracción ensayadas. Esto se debe al hecho de que, para estrechamientos muy grandes (relaciones de contracción mayores de 0.50) se dan en los ensayos condiciones muy cercanas al cambio de régimen del flujo, y por tanto el proceso de socavación puede tener una naturaleza distinta. Lo mismo se puede decir de condiciones del flujo en las que el valor del número de Froude inmediatamente aguas abajo de la contracción sea muy elevado. Así, es razonable plantear una frontera, tanto de números de Froude como de relaciones de contracción, a partir de la cual el fenómeno estudiado en este trabajo está gobernado por unos mecanismos muy diferentes.

6.1.3. Respecto del caso de estudio

Por último, se exponen las conclusiones derivadas de la aplicación de las relaciones experimentales a un caso de estudio real. El caso escogido es el del puente de Canet (CV-320) sobre el río Palancia, que presentó importantes profundidades de socavación aguas abajo tras el paso de una avenida en octubre de 2000. Este puente presenta la problemática analizada en el presente trabajo, ya que sus elementos subestructurales suponen la contracción del flujo y el lecho bajo la estructura está protegido por una plataforma de hormigón que se extiende a lo largo de toda la sección transversal.

Sobre el tramo del río Palancia en que se encuentra esta estructura se realiza una simulación hidráulica bidimensional de dicho tramo en el evento del año 2000. A partir de los resultados de dicha simulación, se lleva a cabo un análisis hidráulico-sedimentológico estándar en base a las tensiones tangenciales desarrolladas por el flujo. El objetivo de este análisis es determinar las zonas en las que se produce la movilización del material del lecho. La principal conclusión del mismo, a los efectos de este trabajo, es que no se produce erosión aguas abajo del puente de Canet. Este resultado es completamente erróneo, como se puede constatar en la documentación gráfica recopilada tras la crecida.

Así pues, se decide aplicar al caso de estudio los resultados obtenidos en el análisis experimental desarrollado en el Capítulo 4. A partir de los resultados proporcionados por la simulación hidráulica, y de los ajustes realizados para los datos experimentales, se estima la profundidad de socavación y la longitud de la fosa correspondientes a la relación de contracción que presenta el puente de Canet. El resultado es que, con esta metodología, sí se estiman profundidades de socavación y longitudes de afección importantes.

No obstante, las características hidráulicas del flujo real durante la avenida de 2000 están fuera de los rangos analizados en laboratorio. Esto, unido a los posibles efectos de escala y a otros condicionantes del fenómeno real, explica que los valores de socavación estimados sigan siendo inferiores a los realmente observados. No obstante, el resultado obtenido supone un avance respecto a la metodología estándar, por lo que se considera que el estudio desarrollado en este Trabajo Fin de Máster constituye una buena primera aproximación a los fenómenos de erosión por contracción y cambio de rigideces en el lecho.

6.2. Líneas futuras de investigación

Del trabajo realizado en el presente Trabajo Fin de Máster surgen una serie de cuestiones que pueden ser objeto de estudio de futuros trabajos de investigación. A continuación se enumeran y describen brevemente aquellas líneas que se consideran más relevantes.

- i) En primer lugar, es necesario completar la campaña de ensayos realizados con nuevas configuraciones que permitan ampliar el rango de números de Froude del flujo de aproximación. Buscando siempre valores superiores a los ya ensayados, éstos tendrán que ser siempre inferiores a la unidad, y en cualquier caso la estructura ha de funcionar como transición hidráulica, y no provocar un cambio de régimen del flujo. Además, se conseguiría llegar a generar flujos claramente turbulentos, a partir de los que se podría constatar, con más motivo, que los valores de interés no dependen del número de Reynolds del flujo.
- ii) Las condiciones críticas de inicio del movimiento del fenómeno estudiado se han analizado cualitativamente, en relación a las ecuaciones que determinan estas condiciones en procesos erosivos que se dan en condiciones distintas (lecho abierto y contracciones largas). En esos casos, las c.c. de inicio del movimiento se describen mediante ecuaciones analíticas, y sería interesante la obtención de ecuaciones similares que permitan determinar las c.c. de inicio del movimiento en el caso de materiales afectados por la influencia de las estructuras estudiadas, es decir, en casos de erosión por contracción del flujo y cambio de rigideces.
- iii) En los ensayos realizados se ha determinado que el fenómeno de erosión aguas abajo de la estructura alcanza una situación de equilibrio cuando se estabilizan los valores de profundidad de socavación. Sin embargo, se ha observado que en algunos casos, aún cuando los valores de profundidad de socavación no siguen aumentando, la extensión longitudinal de la fosa de socavación sí continúa incrementándose. Por tanto, se podría plantear el estudio desde el punto de vista de la estabilización completa del fenómeno, analizando las longitudes de afección del fenómeno una vez deja de incrementarse la extensión de la fosa de socavación aguas abajo.
- iv) Se ha comentado en el análisis cualitativo de los mecanismos de erosión actuantes en el fenómeno estudiado que, en algunos casos, las dos fosas de socavación que se forman inicialmente aguas abajo de la estructura acaban unificándose en una sola conforme evoluciona el proceso. Dado que este hecho

se observa fundamentalmente para relaciones de contracción elevadas, es de interés el análisis de la influencia de este hecho en las profundidades máximas de socavación obtenidas, y en general en el fenómeno de erosión que se está tratando. En caso de ser un factor relevante, se tendrían que determinar asimismo las condiciones del flujo que dan lugar a la unificación de las fosas de socavación en función de la relación de contracción producida por la estructura.

- v) Las características y condicionantes de los ensayos realizados simplifican de manera considerable los factores intervinientes en el fenómeno estudiado, limitándolos en principio al calado aguas arriba, el número de Froude de aproximación y el número de Reynolds del flujo. Dado que se han obtenido resultados bastante satisfactorios, se considera interesante extender la investigación introduciendo nuevos factores. Se trataría, por ejemplo, de:
- Ampliar el estudio a puentes oblicuos, en los que la dirección del flujo no sea perpendicular a la estructura.
 - Analizar la influencia de la existencia de pilas en el fenómeno de socavación aguas abajo de estructuras, y de su evolución temporal.
 - Introducir cuestiones relativas al material del lecho, como la granulometría, la estratificación, o la diferenciación entre lechos aluviales, cohesivos o rocosos.

7. REFERENCIAS

- American Society of Civil Engineers (ASCE) (1975) "Sedimentation Engineering. Manual 54"
ASCE Task Committee, New York
- Andrés-Doménech I., Moran F.J.V., Palau-Salvador G., Bihs H., Ortego A.F., Hernandez E.A., Corral J.M. (2011) "Experimental and Numerical Modeling of Scour at Bridge Piers". 34th IAHR Congress 2011, Brisbane, Australia.
- Azmathullah H.M.D., Deo M.C., Deolalikar P.B. (2006) "Estimation of scour below spillways using neural networks". Journal of Hydraulic Research. Vol. 44, Iss. 1
- Bateman A., Martín-Vide J.P., Bocquet S., Spaliviero F. (1996) "Estudio experimental de la erosión local al pie de una traviesa". XVII Congreso Latinoamericano de Hidráulica IAHR, Guayaquil, vol.4, pp.387-394
- Bocquet S., Spaliviero F. (1995) "Etude de l'érosion locale en aval d'un seuil" Travail de fin d'études. Université Catholique de Louvain-la-Neuve
- Bormann N. E., and Julien P. Y. (1991) "Scour downstream of grade-control structures." J. Hydraulic. Engineering., 117(5), 579-594
- Breusers H.N.C. (1966) "Conformity and Time Scale in Two-dimensional Local Scour," Proc. Symp. on Model and prototype conformity, Hydr. Res. Lab., Poona, India, 1-8
- Breusers H.N.C., Raudkivi A.J. (1991) "Scouring" Hydraulic Structures Design Manual. A. A. Balkema. Rotterdam
- Chiew Y. M. (1995) "Mechanics of riprap failure at bridge piers". Journal of Hydraulic Engineering. ASCE Vol. 121, 9, 635-646
- Dargahi B. (2003) "Scour development downstream of a spillway". Journal of Hydraulic Research. Vol. 41, Iss 4
- Duarte Agudelo C. A. (1996) "Influencia de la extensión en planta y de la cota de colocación del manto de escollera en su estabilidad y en el desarrollo de la erosión local en pilas de puente". Tesis Doctoral. Universidad de Cantabria
- Erduran K.S., Kocaman S., Seckin G. (2010) "3D model for prediction of flow profiles around bridges". Journal of Hydraulic Research. Vol. 48, Iss. 4, 2010
- Farhoudi J., Smith K.V.H. (1985) "Local scour profiles downstream of hydraulic jump". Journal of Hydraulic Research. Vol. 23, Iss. 4

-
- Federal Highway Administration, 2009, "Bridge Scour and Stream Instability Countermeasures - Experience, Selection, and Design Guidelines" Hydraulic Engineering Circular No. 23, Third Edition, FHWA-NHI 09-111 (Vol. 1), FHWA-NHI-09-112 (Vol. 2). FHWA., U.S. DOP. Washington, D.C.
- Federal Highway Administration (2012) "Evaluating Scour at Bridges, fifth edition" Hydr. Engrg. Circular No. 18. FHWA-HIF-12-003. Federal Highway Administration. U.S. Department of transportation. Washington, D.C. (Richardson E.V., Davis S.R.)
- Fernández Bono J.F., Marco Segura J.B. (1992) "Apuntes de Mecánica de Fluidos". Departamento de Ingeniería Hidráulica y Medio Ambiente. Universidad Politécnica de Valencia. Servicio de Publicaciones SPUPV-93.096.
- Froehlich D.C. (1995) "Embankment dam breach parameters revisited". Water Resources Engineering. ASCE Conf. on Water Resources Engineering. New York, 887-891
- Gaudio R., Marion A. (2003) "Time evolution of scouring downstream of bed sills". Journal of Hydraulic Research. Vol. 41, Iss. 3
- Gill M.A.(1981) "Bed erosion in rectangular long contraction". Journal of the Hydraulics Division, ASCE, 107(3), 273-284
- Greimann B.P., Lai Y.G., Huang J.C. (2008) "Two-dimensional total sediment load model equations". J. Hydraulic Eng. 134(8), 1142-1146
- Guo J. (2011) "Time-dependent clear-water scour for submerged bridge flows". Journal of Hydraulic Research. Vol. 49, Iss. 6
- Güven A. and Günel M. (2008) "Prediction of Scour Downstream of Grade-Control Structures Using Neural Networks." J. Hydraul. Eng., 134(11), 1656-1660.
- INCLAM Ingeniería del Agua (2011) "Manual del Usuario de GUAD 2D". Versión 1.1.1. Madrid, España.
- Jiménez Puig P. (2006) "Estudio sobre estabilidad de traviesas y lechos de escollera con transporte sólido. Tesina de Master". Universitat Politècnica de Catalunya
- Khosronejad A., Kang S., Sotiropoulos F. (2012) "Experimental and computational investigation of local scour around bridge piers". Advances in Water Resources. Volume 37, 73-85
- Komura S. (1966) "Equilibrium depth of scour in long constrictions". Journal of the Hydraulics Division, ASCE, 92(5), 17-37

- Kwan T. F. (1989) "A study of abutment scour". Report No. 451, School of Engineering, University of Auckland, New Zealand
- Lai Y.G. (2006). "User's manual for GSTAR-W version 1". Technical Service Center, Bureau of Reclamation, Denver, CO.
- Lai Y.G. (2010). "Two-dimensional depth-averaged flow modeling" with an unstructured hybrid mesh". *J. Hydraulic Eng.* 136(1), 12-23
- Lai Y.G., Greimann B.P. (2010) "Predicting contraction scour with a two-dimensional depth-averaged model" *Journal of Hydraulic Research.* Vol. 48, Iss. 3
- Laursen E.M. (1960) "Scour at Bridge Crossings," *Journal Hydraulic Division, American Society of Civil Engineers,* Vol. 86, No. HY 2. 11.5
- Laursen E.M. (1980) "Predicting Scour at Bridge Piers and Abutments," General Report No. 3, Arizona Department of Transportation, Phoenix, AZ
- Lee T.L., Jeng D.S., Zhang G.H., Hong J.H. (2007). "Neural network modeling for estimation of scour depth around bridge piers", *Journal of Hydrodynamics, Ser. B,* Volume 19, Issue 3, 378-386
- Lenzi M.A., Marion A., Comiti F. (2003) "Local scouring at grade-control structures in alluvial mountain rivers". *Water Resources Research,* Vol. 39, 1176, 12 PP.
- Lu J.Y., Hong J.H., Chang K.P., Tai-Fang L. (2012) "Evolution of scouring process downstream of grade-control structures under steady and unsteady flows". *Hydrological Processes (Accepted Article)*
- Mazumder S. K. (2005) "Scour at the base of flip bucket spillways". *ISH Journal of Hydraulic Engineering.* Vol. 11, Iss 1
- Meftah M.B., Mossa M. (2006) "Scour holes downstream of bed sills in low-gradient channels", *Journal of Hydraulic Research* Vol. 44, No. 4, pp. 497-509
- Melville B.W., Coleman S.E. (2000) "Bridge scour". *Water Resources Publ., Colorado, USA*
- Menéndez A., Arias Hoffman G., Ramírez M.L., Vallés Morán F.J., Pulido I., León J., Ley J., Matute L., García M., Ladret P., Ripa T. (2012) "Guía para la realización de inspecciones principales de obras de paso en la Red de Carreteras del Estado". Centro de Publicaciones, Secretaría General Técnica, Ministerio de Fomento. 335pp. ISBN: 978-84-498-0907-1
- Meyer-Peter E., Müller R. (1948) "Formulas for bed-load transport", Report on Second Meeting of International Association for Hydraulic Research, Stockholm, Sweden

-
- Munson B.R., Young D.F., Okiishi T.H. (1998) "Fundamentals of Fluid Mechanics". Third Edition. John Wiley and Sons, Inc.
- Murillo Castarlenas J. (2006) "Two-dimensional finite volume numerical models for unsteady free surface flows, solute transport and erosion/deposition processes". Tesis doctoral. Universidad de Zaragoza
- National Cooperative Highway Research Program (2010) "Estimation of Scour Depth at Bridge Abutments," NCHRP Project 24-20, Draft Final Report, Transportation Research Board, National Academy of Science, Washington, D.C. (Ettema, R., T. Nakato, and M. Muste)
- National Research Council (2011) "NCHRP Web-Only Document 181: Evaluation of Bridge-Scour Research: Abutment and Contraction Scour Processes and Prediction". Washington, DC: The National Academies Press
- Oliveto G., Comuniello V., Bulbule T. (2011) "Time-dependent local scour downstream of positive-step stilling basins". Journal of Hydraulic Research. Vol. 49, Iss. 1
- Pagliara S., Palermo M. (2008) "Scour Control Downstream of Block Ramps". Journal of Hydraulic Engineering 134:9, 1376-1382
- Richardson E. V., Simons D. B., Julien P. Y. (1990) "Highways in the river environment". US Department of Transportation, Federal Highway Administration
- Shields A. (1936) "Anwendung der Aehnlichkeitsmechanik und der Turbulenzforschung auf die Geschiebebewegung", Mitt. Preuss. Versuchsanst. Wasserbau Schiffbau, 26, 26, 1936. (English translation by W. P. Ott and J. C. van Uchelen, 36 pp., U.S. Dep. of Agric. Soil Conser. Serv. Coop. Lab., Calif., Inst. of Technol., Pasadena)
- Simarro S., Civeira, S., Cardoso, H. (2012) "Influence of riprap apron shape on spill-through abutments". Journal of Hydraulic Research. Vol. 50, Iss. 1
- Straub L.G. (1934) "Effect of Channel Contraction Works upon Regimen of Moveable Bed Streams". Transactions, American Geophysical Union
- Transportation Research Board (TRB) (1989) "Abutment Scour Prediction," Presentation, Transportation Research Board, Washington, D.C. (Froehlich, D.C.)
- Tregnaghi M., Marion A., Bottacin-Busolin A. and Tait S.J. (2011) "Modelling time varying scouring at bed sills". Earth Surface Processes and Landforms. Vol. 36, Iss. 13, 1761-1769
- US Army Corps of Engineers (USACE) (2010) "Hydrologic Modelling System HEC-HMS. User's Manual". Version 3.5. Washington, DC

Zevenbergen L. (2000) "Time Scale for Contraction Scour at Bridges". ASCE. Conference on Water Resource Engineering and Water Resources Planning and Management. United States

