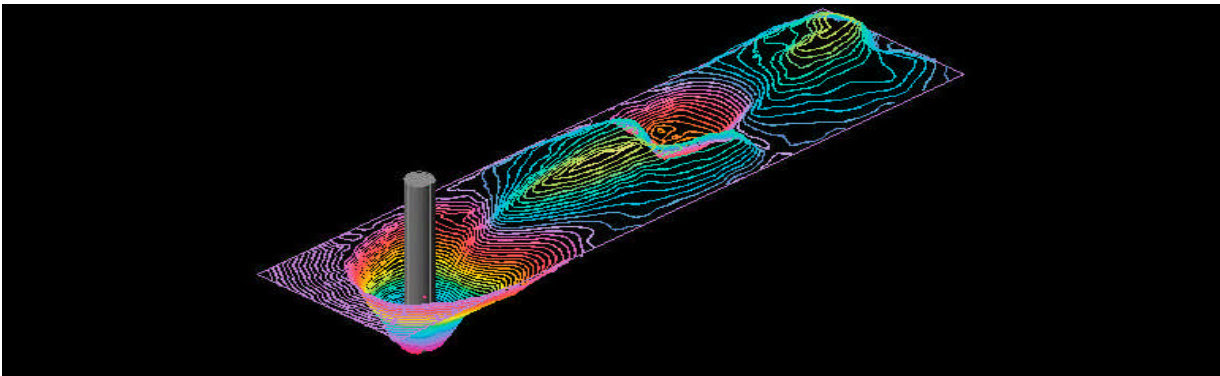


MAESTRIA EN MECANICA DE LOS FLUIDOS

TESIS

EROSIÓN LOCAL EN PILAS DE PUENTES

**Profundidad de Erosión de Equilibrio y
Evolución Temporal de la Erosión Local**



Guillermo López Méndez

Tutor: Dr. Ing. Luis Teixeira Gurbindo

UNIVERSIDAD DE LA REPUBLICA

Facultad de Ingeniería

Instituto de Mecánica de los Fluidos e Ingeniería Ambiental

MAESTRIA EN MECANICA DE LOS FLUIDOS

TESIS

EROSIÓN LOCAL EN PILAS DE PUENTES
Profundidad de Erosión de Equilibrio y Evolución
Temporal de la Erosión Local

Guillermo López Méndez

Tutor: Dr. Ing. Luis Teixeira Gurbindo

UNIVERSIDAD DE LA REPUBLICA

Facultad de Ingeniería

Instituto de Mecánica de los Fluidos e Ingeniería Ambiental

Montevideo

Febrero de 2007

Agradecimientos

Esta tesis se encuentra en el marco de la Maestría de Mecánica de los Fluidos Aplicada de la Facultad de Ingeniería, Universidad de la República, Uruguay. Las actividades de esta maestría se desarrollaron en dicha Facultad y en la Escuela Técnica Superior de Caminos, Canales y Puertos de la Universidad de Castilla-La Mancha (UCLM), Ciudad Real, España. En particular, el trabajo experimental en el que se basa esta tesis se llevó a cabo a partir de una estadía de 6 meses en el Laboratorio de Hidráulica de la UCLM. Esta estadía fue financiada por el programa de profesores visitantes del Vicerrectorado de Relaciones Internacionales de la UCLM.

Agradezco muy especialmente a mi Director Académico y Director de Tesis, Dr. Luis Teixeira. Los motivos de agradecimiento son múltiples e innumerables. En esta instancia, por procurar las instancias desarrolladas en esta maestría, por haber seguido al detalle el desarrollo de todas las actividades y por introducirme a lo largo de estos años en el mundo de la investigación. A su vez, por la intensa dedicación en la elaboración de los artículos científicos derivados de esta tesis. En general, por honrarme con su amistad y porque su calidad humana y su ejemplo de “buen padre de familia” ha sido y sigue siendo guía en mi formación profesional y humana.

A continuación me gustaría agradecer a los compañeros y amigos de la Universidad de Castilla-La Mancha, por hacer con su hospitalidad mi estadía por esos “pagos” más cómoda y porque su ayuda ha sido imprescindible en la elaboración de esta tesis. En particular, extender el agradecimiento a Migue y Gonzalo (mucho más que profesores) por el trabajo realizado en la elaboración de los artículos científicos. Muchas gracias a Edu (mucho más que el técnico de laboratorio) por su inquietud, capacidad y asombrosa eficiencia en la preparación y desarrollo de los ensayos.

A su vez, se realizó el curso internacional “River and Dam Engineering III”, llevado a cabo en la ciudad de Tsukuba, Japón, durante cuatro meses. Este curso ha sido revalidado como actividad programada de ésta maestría. Vaya por tanto mi agradecimiento a la Agencia de Cooperación Internacional de Japón, quién ha financiado esta instancia y a quién me acercara esta posibilidad: Dr. Ismael Piedra-Cueva

También quiero agradecer a los compañeros del Instituto de Mecánica de los Fluidos e Ingeniería Ambiental (IMFIA), en especial a los “jóvenes viejos”, por el apoyo brindado durante el desarrollo de esta tesis, en particular cuando el ánimo no era el mejor.

Para finalizar quiero agradecer a toda mi familia. En particular a mis padres, a mis hermanos, a Miguelina y a Felipe (que logró nacer antes que este trabajo finalizara) por compartir los buenos momentos, los malos momentos y mucho más: por estar siempre.

Los estudios en hidráulica de puentes desarrollados en las décadas pasadas reflejan la necesidad de disminuir el riesgo de falla de las estructuras de puentes. Las fallas que han ocurrido pueden atribuirse a la carencia de conocimiento del complejo fenómeno involucrado en el mecanismo de la erosión local. El proceso de erosión local en torno a pilas de puente es complejo debido fundamentalmente a (1) la interacción existente entre el patrón de flujo y el material del lecho y (2) la complejidad propia de los mecanismos de transporte de sedimento. Por otra parte, la gran cantidad de programas de investigación desarrollados recientemente por la comunidad internacional confirman la importancia del problema. A pesar de la considerable cantidad de estudios existentes al respecto, muchos de los problemas planteados con relación a la socavación de puentes no han sido totalmente resueltos y son fuente de incertidumbre a la hora del diseño y del diagnóstico de estructuras existentes.

Por otra parte, la problemática de la erosión local ha sido particularmente alarmante en los puentes cortos, para los que existe una mayor carencia de conocimientos técnicos con relación a la socavación en torno a sus fundaciones. Por lo tanto, lo dicho anteriormente junto con el alto número de pequeños puentes en Uruguay, tanto ferroviarios como carreteros, otorga una importancia singular a la necesidad de predecir adecuadamente las profundidades de erosión local y su evolución en el tiempo.

En este marco, el objetivo general de esta tesis es *avanzar en el conocimiento del fenómeno de erosión local entrono a pilas cilíndricas y de su evolución temporal, con aplicaciones directas en los cálculos de erosiones para el diseño.*

Este trabajo presenta una fuerte base experimental. Se desarrollaron experimentos de erosión local en una pila cilíndrica, sobre lecho de material granular no cohesivo bajo condiciones de flujo estacionario, llevados a cabo en el Laboratorio de Ingeniería Hidráulica de la Universidad de Castilla-La Mancha (España). El canal utilizado para estos ensayos es de sección rectangular, de 37 m de longitud y 0.75 m de ancho con fondo de acero y paredes de cristal. La profundidad del flujo en el canal se controla a través de una compuerta situada en el extremo de aguas abajo. En medio de la zona de medida se situó una pila cilíndrica de 9 cm de diámetro. En el cuenco ubicado en esa zona se colocó sedimento, a su vez a lo largo de todo el canal se colocó una capa del mismo sedimento de 7 cm de espesor. El sedimento viene caracterizado por un tamaño medio del grano $d_{50} = 1.65$ mm, una desviación estándar $s_g = 1.32$ y una densidad del sedimento $r_s = 2650$ kg/m³.

A partir de varios ensayos previos, se determinó la capacidad hidráulica del canal y la mejor configuración de inicio de experimentos. El plan de ensayos principales consiste en la realización de 29 experimentos.

A partir de los resultados experimentales se han estudiado: (1) el análisis dimensional de la profundidad de erosión final y (2) la evolución temporal de la profundidad de erosión bajo condiciones de flujo estacionario.

A partir de un estricto análisis dimensional y basado en los resultados experimentales, se concluye que para los rangos de los parámetros adimensionales empleados, la socavación relativa de equilibrio puede expresarse por una relación del tipo:

$$\frac{d_{se}}{D} = f\left(\frac{V}{\sqrt{gD}}, \frac{D}{d_{50}}\right)$$

o

$$\frac{d_{se}}{D} = f\left(\frac{V}{\sqrt{gd_{50}}}, \frac{D}{d_{50}}\right)$$

donde,

d_{se} : profundidad de erosión de equilibrio,

D : diámetro de pila,

V : velocidad aguas arriba de la pila,

g : aceleración gravitacional,

d_{50} : tamaño medio de grano,

Para valores del parámetro $D/d_{50} > 100$ prevalece el efecto del número de Froude de pila ($Fr_p = V/(gD)^{0.5}$), mientras que para los casos en que $D/d_{50} < 100$ prevalece el efecto del número de Froude del sedimento ($Fr_s = V/(gd_{50})^{0.5}$).

Entonces, se proponen las siguientes formulaciones aproximadas para el cálculo de la profundidad de socavación de equilibrio tal que:

$$\frac{d_{se}}{D} \cong \begin{cases} 1.30 \ln(Fr_p) + 3.13 & \text{si } D/d_{50} \geq 100 \\ 1.70 \ln(Fr_s) - 0.49 & \text{si } D/d_{50} < 100 \end{cases}$$

A su vez, se analiza la pertinencia de incluir a la intensidad de flujo como parámetro descriptor de la erosión de equilibrio.

El análisis de los datos experimentales obtenidos de los ensayos realizados bajo condiciones estacionarias ha permitido, además de observaciones generales sobre el proceso erosivo y la forma de la fosa de erosión, seleccionar una metodología para la estimación de la evolución temporal de la profundidad de erosión bajo esas condiciones. Para ello se han implementado y comparado con los resultados experimentales 7 modelos extraídos de la bibliografía.

Se encontró que la ecuación propuesta por Oliveto y Hager (2002) es la que mejor predice la evolución temporal de la profundidad de erosión local alrededor de pilas de puentes bajo condiciones estacionarias. Esta metodología de estimación directa y sencilla esta basada en un estricto análisis dimensional, y los parámetros adimensionales que presentan parecen ser los más adecuados para describir este fenómeno. A continuación se presenta el modelo seleccionado para estimar la evolu-

ción temporal de la profundidad de erosión local alrededor de pilas de puentes bajo flujos estacionarios (Oliveto y Hager, 2002):

$$\frac{d_s}{(h_o D)^{1/3}} = 0.068 \cdot N \cdot s^{-1/2} \cdot F_d^{1.5} \cdot \log T$$

con,

$$s = \left(\frac{d_{84}}{d_{16}} \right)^{1/2}$$

$$F_d = \frac{V}{\sqrt{g(s-1)d_{50}}}$$

$$T = \frac{t \cdot s^{1/3} \cdot (g(s-1)d_{50})^{1/2}}{(h_o D^2)^{1/3}}$$

donde,

d_s : profundidad de erosión,

h_o : profundidad del flujo en las cercanías,

D : diámetro de pila,

N : factor de forma de la pila (igual a 1 para pilas cilíndricas),

s : desviación estándar del sedimento

d_{84} : diámetro de grano de percentil 84,

d_{16} : diámetro de grano de percentil 16,

F_d : numero de Froude de partícula o de sedimento,

V : velocidad aguas arriba de la pila,

s : peso específico del sedimento,

d_{50} : tamaño medio de grano,

T : tiempo adimensional,

t : tiempo.

Finalmente, se concluye la necesidad de continuar avanzando en diversos aspectos de la problemática de la erosión local. En particular, en lo que respecta a la evolución temporal de la profundidad de erosión tanto bajo condiciones estacionarias como no estacionarias.

Indicie General

AGRADECIMIENTOS.....	1
RESUMEN.....	V
INDICIE GENERAL.....	IX
INDICIE DE FIGURAS.....	XIII
INDICIE DE TABLAS	XV
LISTA DE SÍMBOLOS	XVII
CAPÍTULO 1.- INTRODUCCIÓN.....	1
1.1.- Introducción.....	1
Consecuencias de la socavación local a nivel mundial.....	2
Consecuencias de la socavación local a nivel nacional	2
1.2.- Motivación del estudio.....	3
1.3.- Objetivo del Estudio.....	5
1.4.- Estructura del Estudio	6
CAPÍTULO 2.- ESTADO DEL CONOCIMIENTO	7
2.1.- Introducción.....	7
2.2.- Mecanismo de Erosión Local	8
Estructura del Flujo en Torno a la Pila.	8
Proceso Erosivo.....	10
Modelación Numérica y Estudios del Flujo en Torno a la Pila	11
2.3.- Profundidad de Erosión Local de Equilibrio.....	12

Marco de Análisis	12
Efectos de los Parámetros Específicos en la Profundidad de Erosión	13
Efectos de la Intensidad de Flujo	14
Efectos de la Profundidad de Flujo Adimensional.....	15
Efectos de la Graduación del Sedimento	15
Efecto del Froude de pila, Fr_D	15
Efecto del Tiempo.....	16
Ecuaciones de Diseño de Profundidades de Erosión Local de Equilibrio	16
Limitaciones de los Métodos de Estimación de Erosión Local.	17
2.4.- Evolución Temporal de la Profundidad de Erosión Local Bajo Condiciones de Flujo Estacionario	18
Efecto del Tiempo en la Erosión Local.....	18
Revisión Bibliográfica.....	18
2.5.- Antecedentes a Nivel Nacional	21
Trabajos del Prof. Ing. O. Maggiolo en la década del 60	21
2.6.- Resumen y Conclusiones	23
CAPÍTULO 3.- ESTUDIO EXPERIMENTAL	25
3.1.- Introducción	25
3.2.- Descripción de la Instalación Experimental	25
La Infraestructura: El Laboratorio de Ingeniería Hidráulica de la UCLM.....	25
El Canal.....	26
El Sedimento.....	28
La Instrumentación	28
Carro de Medidas	29
3.3.- PLAN DE ENSAYOS.....	29
Ensayos preliminares	29
Ensayos principales.....	30
CAPÍTULO 4.- ANÁLISIS DIMENSIONAL DE LA EROSIÓN EN PILAS DE PUENTE Y EL ROL DE LA INTENSIDAD DE FLUJO	35
4.1.- Introducción	35
4.2.- Análisis Dimensional	36
4.3.- Análisis de los Datos Experimentales	37
Fuentes empleadas	37
La influencia del número de Reynolds.....	37
La influencia de h/D	38
La socavación como función del número de Froude sedimentológico o del número de Froude de pila	38
4.4.- Formulaciones para el Cálculo Aproximado de la Profundidad de Erosión de Equilibrio.....	39
Ensayos de verificación.....	40
Consecuencias prácticas.....	40
4.5.- El parámetro “intensidad de flujo” en estudios experimentales de erosión local en pilas de puente bajo condiciones de agua clara.....	40
Análisis dimensional.....	41
Velocidad crítica e intensidad de flujo	41
Diagrama de Shields.....	41
Perfil de velocidades y velocidad crítica	41

La intensidad de flujo	43
Efectos viscosos e intensidad de flujo	43
4.6.- Resumen y Conclusiones	44
CAPÍTULO 5.- EVOLUCIÓN DE LA PROFUNDIDAD DE EROSIÓN LOCAL BAJO CONDICIONES ESTACIONARIAS.....	45
5.1.- Introducción.....	45
5.2.- Presentación de los Resultados Experimentales	46
Resultados de Evolución Temporal de la Profundidad de Erosión.....	46
Evolución del proceso erosivo.....	47
Descripción geométrica de la fosa de erosión	49
5.3.- Modelos de Evolución Temporal de la Profundidad de Erosión Local en Torno a Pilas Cilíndricas	53
Presentación de Modelos de Evolución Temporal de la Profundidad de Erosión Local en Pilas Cilíndricas.....	53
Shen et al (1966)	53
Franzetti et al. (1989)	54
Sumer et al (1992).....	54
Melville y Chiew (1999)	55
Oliveto y Hager (2002)	55
Mia y Nago (2003).....	56
Chang et al (2004),	57
Evaluación de los Modelos de Evolución Temporal de la Profundidad de Erosión Local Bajo Condiciones Estacionarias.....	58
Comparación entre resultados experimentales y calculados de la evolución temporal de la profundidad de erosión local.	58
Elección del modelo de evolución temporal de la erosión bajo flujo estacionario	60
5.4.- Resumen y Conclusiones	61
CAPÍTULO 6.- CONCLUSIONES Y FUTURAS LINEAS DE TRABAJO.....	63
6.1.- Conclusiones	63
6.2.- Líneas Futuras de Trabajo	66
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	69
ANEXO A.- RESULTADOS DE LOS ENSAYOS EN CONDICIONES DE FLUJO ESTACIONARIO	77
ANEXO B.- COMPARACIÓN DE LOS RESULTADOS EXPERIMENTALES CON LOS MODELOS DE EVOLUCIÓN TEMPORAL	91
ANEXO C.- RESULTADOS PRELIMINARES DE LA EVOLUCIÓN TEMPORAL DE LA EROSIÓN LOCAL BAJO FLUJO NO ESTACIONARIO	97

Indicie de Figuras

FIGURA 1.1. VISTA DE LA FOSA DE EROSIÓN EN EL PUENTE DE LA RUTA NACIONAL N°3 SOBRE EL ARROYO DE LAS FLORES, EN EL AÑO 1998. FUENTE: DIRECCIÓN NACIONAL DE VIALIDAD.	3
FIGURA 1.2. VISTA DEL PUENTE DE LA RUTA NACIONAL N°90 SOBRE EL ARROYO GUAYABOS LUEGO DEL COLAPSO DEL 04/07/2002.	3
FIGURA 1.3. VISTA DESDE EL TERRAPLÉN IZQUIERDO DEL ACCIDENTE DEL PUENTE FERROVIARIO SOBRE EL ARROYO MOLLES.	4
FIGURA 1.4. VISTA DESDE EL TERRAPLÉN DERECHO DEL ACCIDENTE DEL PUENTE FERROVIARIO SOBRE EL ARROYO MOLLES.	4
FIGURA 2.1. PATRÓN DE FLUJO EN TORNO A UNA PILA CILÍNDRICA EROSIONADA SEGÚN MELVILLE Y COLEMAN (2000)	9
FIGURA 2.2. VARIACIÓN DE LA PROFUNDIDAD DE EROSIÓN MÁXIMA CON EL TIEMPO Y LA INTENSIDAD DE FLUJO SEGÚN MELVILLE Y COLEMAN (2000)	14
FIGURA 2.3. VARIACIÓN DE LA PROFUNDIDAD DE EROSIÓN CON LA INTENSIDAD DEL FLUJO SEGÚN MELVILLE Y COLEMAN (2000)	15
FIGURA 2.4. VARIACIÓN DE LA PROFUNDIDAD DE EROSIÓN CON LA PROFUNDIDAD DEL FLUJO ADIMENSIONAL SEGÚN MELVILLE Y COLEMAN (2000)	15
FIGURA 2.5. INSTALACIONES DE LOS ENSAYOS SEGÚN MAGGIOLO (1960).	22
FIGURA 2.6. RELEVAMIENTO TAQUIMÉTRICO SEGÚN MAGGIOLO (1960).	22
FIGURA 2.7. RESULTADOS DE EVOLUCIÓN TEMPORAL DE LA EROSIÓN SEGÚN MAGGIOLO (1960).	23
FIGURA 3.1.- ESQUEMA DE LAS INSTALACIONES EXPERIMENTALES	26
FIGURA 3.2.- VISTA SUPERIOR DEL CANAL UTILIZADO PARA LOS ENSAYOS.	27
FIGURA 3.3.- COMPUERTA BATIENTE AL FINAL DEL CANAL.	27
FIGURA 3.4.- VERTEDERO DE CRESTA DELGA DA UBICADO AL FINAL DEL CANAL.	27
FIGURA 3.5.- VELOCÍMETRO ACÚSTICO DOPPLER SEGÚN SIMARRO (2003)	29
FIGURA 3.6.- UBICACIÓN DE TOMA DE DATOS. VISTA DESDE AGUAS ARRIBA DE LA PILA.	32
FIGURA 3.7.- UBICACIÓN DE TOMA DE DATOS DEL RELEVAMIENTO PLANI-ALTIMÉTRICO DEL FONDO AL FINALIZAR EL ENSAYO.	33
FIGURA 4.1.- VARIACIÓN DE LA EROSIÓN EN FUNCIÓN DE H/D PARA LOS DISTINTOS GRUPOS DE VALORES APROXIMADAMENTE CONSTANTES DE LOS OTROS PARÁMETROS INVOLUCRADOS	38
FIGURA 4.2.- VALORES DE LA PROFUNDIDAD DE SOCAVACIÓN DE EQUILIBRIO RELATIVO AL DIÁMETRO DE PILA EN FUNCIÓN DEL NÚMERO DE FROUDE SEDIMENTOLÓGICO PARAMETRIZADO SEGÚN D/D_{50}	38
FIGURA 4.3.- VALORES DE LA PROFUNDIDAD DE SOCAVACIÓN DE EQUILIBRIO RELATIVO AL DIÁMETRO DE PILA EN FUNCIÓN DEL NÚMERO DE FROUDE SEDIMENTOLÓGICO AGRUPADO EN DOS CLASES DE D/D_{50}	38
FIGURA 4.4.- VALORES DE LA PROFUNDIDAD DE SOCAVACIÓN DE EQUILIBRIO RELATIVO AL DIÁMETRO DE PILA EN FUNCIÓN DEL NÚMERO DE FROUDE SEDIMENTOLÓGICO PARAMETRIZADO SEGÚN D/D_{50}	39

FIGURA 4.5.- VALORES DE LA PROFUNDIDAD DE SOCAVACIÓN DE EQUILIBRIO RELATIVO AL DIÁMETRO DE PILA EN FUNCIÓN DEL NÚMERO DE FROUDE DE PILA AGRUPADO EN DOS CLASES DE D/D_{50} .	39
FIGURA 4.6.- VARIACIÓN DE LA PROFUNDIDAD DE EROSIÓN DE EQUILIBRIO RELATIVA AL DIÁMETRO DE PILA EN FUNCIÓN DEL NÚMERO DE FROUDE DE PILA, CURVA DE AJUSTE Y CURVAS DE ERROR DE $\pm 25\%$, PARA LOS CASOS EN QUE $D/D_{50} > 100$.	39
FIGURA 4.7.- VARIACIÓN DE LA PROFUNDIDAD DE EROSIÓN DE EQUILIBRIO RELATIVA AL DIÁMETRO DE PILA EN FUNCIÓN DEL NÚMERO DE FROUDE SEDIMENTOLÓGICO, CURVA DE AJUSTE Y CURVAS DE ERROR DE $\pm 25\%$, PARA LOS CASOS EN QUE $D/D_{50} < 100$.	40
FIGURA 4.8.- DIAGRAMA DE SHIELDS SEGÚN VAN RIJN (1993)	42
FIGURA 5.1. EVOLUCIONES TEMPORALES DE LA PROFUNDIDAD DE EROSIÓN EN EL BORDE DE AGUAS ARRIBA DE LA PILA BAJO CONDICIONES DE FLUJO ESTACIONARIO.	48
FIGURA 5.2. EVOLUCIÓN TEMPORAL DE LA DIFERENCIA ENTE LA PROFUNDIDADES DE EROSIÓN EN LA GENERATRIZ FRONTAL DE LA PILA Y EN LA GENERATRIZ A 45° DEL EJE LONGITUDINAL DEL CANAL PARA LOS ENSAYOS E14, E70, E78 Y E81.	48
FIGURA 5.3. RELACIÓN ENTRE LA VELOCIDAD MEDIA DEL FLUJO AGUAS ARRIBA DE LA PILA Y LA DURACIÓN DE LA FASE INICIAL DEL PROCESO EROSIVO.	49
FIGURA 5.4. RESTITUCIÓN TRIDIMENSIONAL DEL FONDO DEL LECHO AL FINALIZAR EL ENSAYO E03.	50
FIGURA 5.5. CURVAS DE NIVEL CADA 1 CM A PARTIR DE LOS DATOS DEL RELEVAMIENTO PLANIALTIMÉTRICO DEL FONDO DEL LECHO AL FINALIZAR EL ENSAYO E03.	50
FIGURA 5.6. CORTE LONGITUDINAL POR EL EJE DEL CANAL DONDE SE OBSERVA LA POSICIÓN DEL FONDO DEL LECHO AL FINALIZAR EL ENSAYO E03. VISTA DEL TALUD DE AGUAS ARRIBA DE LA FOSA DE EROSIÓN	50
FIGURA 5.7. DIMENSIONES MEDIDAS DE LA FOSA DE EROSIÓN	51
FIGURA 5.8. ÁNGULOS DE LA PENDIENTE FRONTAL DE AGUAS ARRIBA Y DE LAS PENDIENTE LATERAL IZQUIERDA Y DERECHA RESULTANTE DE CADA ENSAYO.	51
FIGURA 5.9. GRÁFICO COMPARATIVO DE LOS SIETE MODELOS IMPLEMENTADOS CON LOS RESULTADOS EXPERIMENTALES DEL ENSAYO E86.	58
FIGURA 5.10. COMPARACIÓN ENTRE LAS PROFUNDIDADES DE EROSIÓN MEDIDAS Y LAS CALCULADAS CON LOS SIETE MODELOS IMPLEMENTADOS.	59
FIGURA 5.11. COMPARACIÓN ENTRE LOS DATOS EXPERIMENTALES Y LA ECUACIÓN DE OLIVETO Y HAGER (2002).	61
FIGURA 5.12. COMPARACIÓN ENTRE LOS DATOS EXPERIMENTALES Y LA ECUACIÓN DE OLIVETO Y HAGER (2002) CUANDO LA PROFUNDIDAD DE EROSIÓN MÁXIMA EN TORNO A LA PILA COINCIDE CON LA PROFUNDIDAD DE EROSIÓN EN EL BORDE FRONTAL DE LA PILA.	61

Indicie de Tablas

TABLA 3.1.- RESULTADOS DEL ENSAYO GRANULOMÉTRICO.....	28
TABLA 3.2.- RESULTADOS DEL AJUSTE CON LA DISTRIBUCIÓN NORMAL DE LA CURVA GRANULOMÉTRICA	28
TABLA 3.3.- RESUMEN DE LAS CONDICIONES DE ENSAYO PARA FLUJOS ESTACIONARIOS	31
TABLA 4.1.- CARACTERÍSTICAS GENERALES DE LOS ENSAYOS DE VERIFICACIÓN	40
TABLA 4.2.- COMPARACIÓN DE RESULTADOS CALCULADOS (EC. 4.10) CON LOS DATOS MEDIDOS.	40
TABLA 5.1. RESUMEN DE LAS CONDICIONES DE LOS ENSAYOS BAJO FLUJO ESTACIONARIO.	46
TABLA 5.2. PARÁMETROS ADIMENSIONALES DE LOS ENSAYOS BAJO FLUJO ESTACIONARIO.....	47
TABLA 5.3. DURACIÓN DE LA PRIMERA FASE DEL PROCESO EROSIVO.	49
TABLA 5.4. DIMENSIONES DE LA FOSA DE EROSIÓN AL FINALIZAR CADA ENSAYO.	52
TABLA 5.5. ERROR CUADRÁTICO MEDIO, MEDIA Y VARIANZA DE LOS CUADRADOS DE LAS DIFERENCIAS ENTRE LAS PROFUNDIDADES DE EROSIÓN CALCULADAS Y MEDIDAS AL CUADRADO POR LAS ECUACIONES DE CHANG, MELVILLE, SHEN, SUMER, MIA, OLIVETO Y FRANZETTI.....	60

Lista de Símbolos

a	distancia entre el borde de la base de la fosa y el perímetro de la pila hacia aguas arriba
a_{izq}	distancia entre el borde de la base de la fosa y el perímetro de la pila en la dirección perpendicular al eje longitudinal del canal hacia la izquierda
a_{der}	distancia entre el borde de la base de la fosa y el perímetro de la pila en la dirección perpendicular al eje longitudinal del canal hacia la derecha
A_t	área transversal del vórtice herradura en cualquier instante de tiempo según Mia y Nago (2003)
A_0	área transversal del vórtice herradura en el instante inicial según Mia y Nago (2003)
A_{st}	área transversal de la fosa de erosión en cualquier instante de tiempo según Mia y Nago (2003)
b	distancia entre el borde superior de la fosa y el perímetro de la pila hacia aguas arriba
b_{izq}	distancia entre el borde superior de la fosa y el perímetro de la pila en la dirección perpendicular al eje longitudinal del canal hacia la izquierda
b_{der}	distancia entre el borde superior de la fosa y el perímetro de la pila en la dirección perpendicular al eje longitudinal del canal hacia la derecha
d_s	profundidad de la erosión local
d_{se}	profundidad de la erosión local de equilibrio
d_{smax}	profundidad de la erosión local máxima
d_{st}	profundidad de erosión en el instante t según Mia y Nago (2003)
d_{50}	tamaño medio del grano del sedimento
d_{16}	diámetro de grano de percentil 16 según Oliveto y Hager (2002)
d_{84}	diámetro de grano de percentil 84 según Oliveto y Hager (2002)
D	diámetro de pila
D_v	Diámetro del vórtice herradura según Mia y Nago (2003).
Fr	número de Froude

F_d	número de Froude asociado a la dimensión del tamaño de grano del sedimento según Oliveto y Hager (2002)
Fr_p	número de Froude asociado a la dimensión de la pila
Fr_s	número de Froude asociado a la dimensión del tamaño de grano del sedimento
g	aceleración gravitacional
h	profundidad del flujo aguas arriba de la pila
h_0	profundidad del flujo en las cercanías según Oliveto y Hager (2002)
k_s	rugosidad de fondo equivalente
K_t	coeficiente de forma del obstáculo
K_v	coeficiente de corrección por la intensidad de flujo según Chang et al (2004)
K_s	coeficiente de corrección para sedimentos no uniformes según Chang et al (2004)
q_{st}	tasa de transporte de sedimento volumétrico por unidad de ancho según Mia y Nago (2003),
Q	caudal circulante por el canal
Re	número de Reynolds
Re_p	número de Reynolds asociado a la dimensión de la pila
Re_{*c}	número de Reynolds de corte crítico de inicio de movimiento de las partículas del lecho
s	densidad específica del sedimento
S_f	pendiente de la energía en el canal
t	tiempo
t_e	tiempo en el que se alcanza la profundidad de erosión local de equilibrio
t_{ens}	tiempo de duración del ensayo
u	velocidad media aguas arriba de la pila según Shen (1966), Franzetti et al (1989), Melville y Chiew (1999)
u_c	velocidad de corte crítica de inicio de movimiento según Melville y Chiew (1999)
u^*	velocidad de corte crítica de inicio de movimiento según Sumer et al (1992)
u_{*c}	velocidad de corte crítica de inicio de movimiento según Mia y Nago (2003),
u^*_t	velocidad de corte en la nariz de la pila en el instante t según Mia y Nago (2003),
V	velocidad media del flujo aguas arriba de la pila
V_c	velocidad crítica de inicio del movimiento de las partículas del lecho
a	coeficiente de la ecuación de Franzetti et al (1989)
b	coeficiente de la ecuación Franzetti et al (1989)
f	ángulo de reposo interno del material del lecho
j	ángulo de la pendiente media de la fosa de erosión

q	ángulo entre la dirección del flujo y la dimensión principal del obstáculo
r	densidad del fluido
r_s	densidad del sedimento
s	desviación estándar del sedimento según Oliveto y Hager (2002)
s_g	desviación estándar de la curva granulométrica
t_c	tensión media crítica de inicio de movimiento de las partículas del lecho
t_{*c}	tensión de corte crítica de inicio de movimiento de las partículas del lecho
u	viscosidad cinemática del fluido
y_c	parámetro adimensional de inicio de movimiento dado por van Rijn (1993)

INTRODUCCIÓN

1.1.- Introducción

En términos generales la socavación es el resultado de la acción erosiva del agua, que extrae y transporta el material del lecho y las márgenes de los cursos de agua. Erosión o socavación es utilizado aquí para referir al descenso del nivel del lecho del río por la erosión del agua, tal que incluso se pueda llegar a exponer la fundación de obras hidráulicas emplazadas en el cauce (puentes, alcantarillas, espigones, etc.). La cantidad de este descenso por debajo del nivel natural del lecho (generalmente el nivel del lecho antes del comienzo de la erosión) es llamado profundidad de erosión.

Los **tipos de erosión** que pueden ocurrir en un cruce de puente son:

- la **socavación o deposición general** de largo plazo, que se produciría aún en el caso de no estar construido el puente,
- la **socavación por contracción**, que tiene lugar en todo el ancho de la sección transversal o en gran parte de la misma y es el efecto del aumento de velocidades y tensiones rasantes que provoca el estrangulamiento de la sección transversal dado por el puente,
- la **socavación local** que se produce junto a pilas y estribos de los puentes, producida por la aceleración del flujo y el desprendimiento de vórtices que resultan di-

rectamente de la existencia del obstáculo en medio del flujo.

Dependiendo de la particularidad del puente y de la creciente, uno, algunos o todos estos tipos de erosión pueden ocurrir simultáneamente.

La base teórica para el diseño estructural de puentes esta perfectamente establecida. En cambio, la mecánica del flujo y de la erosión en canales erosionables no ha sido bien definida y es imposible estimar con exactitud los cambios del lecho del río que pueden ocurrir en un puente debido a una creciente dada. Esto no es solo debido a la extrema complejidad del problema y de los procesos físicos que lo involucran, sino también al hecho de que las características del río, contracción geométrica del puente y la interacción agua-sedimento son diferentes para cada puente, incluso para cada creciente.

En particular, **la erosión o socavación local** es la remoción de sedimento de áreas cercanas a las fundaciones de estructuras cimentadas en zonas con agua en movimiento. La complejidad del fenómeno físico en si viene dada por la fuerte interacción entre el flujo turbulento tridimensional alrededor de la pila y el lecho de sedimento erosionable. La presencia de un pilar cambia el patrón de flujo en los alrededores de la pila, la erosión es la consecuencia.

La erosión local alrededor de las fundaciones de estructuras, especialmente durante los acontecimientos de eventos extremos (tormentas, crecientes, etc), puede dar lugar al colapso estructural de la obra. La falla del puente produce una severa interrupción para el flujo de transporte local, que origina importantes consecuencias en la economía local, además de pérdidas humanas y materiales.

1.1.1.- Consecuencias de la socavación local a nivel mundial.

La historia de la hidráulica de puentes esta repleta de incidentes de fallas debido a la socavación local. En Nueva Zelanda, al menos una falla seria de puentes por año (en promedio) se puede atribuir a la socavación de las fundaciones del puente. En ese país un estudio de las autoridades viales mostró que el monto de gasto relacionado con los daños de la erosión en puentes es alrededor de 18 millones de NZ\$ por año (12.5 millones de dólares aproximadamente) (Melville y Coleman, 2000).

La Administración Nacional de Carreteras de los Estados Unidos estima que en promedio alrededor de 50 a 60 puentes fallan cada año en ese país. Mas de 1000 fallas de puentes han ocurrido en los Estados Unidos en los últimos 30 años. Mas del 60% de las fallas fueron debido a la erosión en las fundaciones de los puentes.

Por ejemplo, durante las inundaciones de 1987, 17 puentes en Nueva York y Nueva Inglaterra (Estados Unidos) fueron dañados o destruidos por socavación. En 1985, 73 puentes fueron destruidos por crecientes en Pensilvania, Virginia y Virginia del Oeste. A partir de la información disponible, la creciente de 1993 en la cuenca alta del río Mississippi, causó 23 fallas de puentes con un daño estimado en 15 millones de dólares. En las inundaciones de 1994 ocasionadas por la tormenta Alberto en Georgia, hubieron más de 500 puentes bajo supervisión estatal y local con daños relacionados con socavación. El daño total en el sistema vial del Departamento de Transporte de Georgia fue aproximadamente 130 millones de dólares. (Richardson y Davis, 1995).

En 1987, diez personas murieron debido al colapso del puente Thruway en el estado de Nueva York. En 1989, ocho personas fueron muertas cuando una sección del puente U.S.51 cayó derribado en el río Hatchie, en Tennessee. También en 1989, dos personas murieron cuando los tramos de un puente provisorio sobre el río Great Miami, en Ohio, Estados Unidos, colapsaron. (Gosselin, 1997). En 1995, siete personas murieron y una fue herida cuando 5 puentes interestatales sobre el Arroyo Pasajero en California colapsaron durante una creciente (Miller, 2003). Se identificó la causa de la falla de cada una de todos estos puentes como la erosión local en torno a sus fundaciones.

También se tiene constancia de fallas de puentes y los consecuentes daños en la región. A modo de ejemplo se presentan las siguientes citas. En el Perú, el daño causado en las estructuras, principalmente en los pilares de puentes, ..., es considerable, ocasionando en algunos casos el colapso de estas (Del Aguila y Gómez, 2004). En el mes de Junio de 2002 el río Maipo presentó una importante crecida la cual afectó al puente Naltahua ubicado en el curso medio de este río en la provincia de Talagante, Chile (López y Arenas, 2004).

1.1.2.- Consecuencias de la socavación local a nivel nacional

“La red vial nacional del Uruguay cuenta con 8.706 kilómetros de red, que se distribuyen en los 175.016 km² de territorio y sirven a 3.163.763 habitantes (censo de 1996), lo que significa uno de los indicadores de accesibilidad más altos de América Latina: 50 m/km² y 3 m/hab” (www.dnv.gub.uy/red_vial/). La Dirección Nacional de Vialidad tiene bajo su control cerca de 800 puentes carreteros. A esta cantidad de puentes hay que sumarle las obras de drenaje menores no consideradas en ese inventario (alcantarillas y puentes con luces menores a 5 m), los puentes de la red ferroviaria y los puentes carreteros fuera de la red nacional que se encuentran bajo las jurisdicciones municipales.



Figura 1.1. Vista de la fosa de erosión en el puente de la Ruta Nacional N°3 sobre el Arroyo de las Flores, en el año 1998. Fuente: Dirección Nacional de Vialidad.



Figura 1.2. Vista del puente de la Ruta Nacional N°90 sobre el arroyo Guayabos luego del colapso del 04/07/2002.

Por otra parte, a nivel nacional una gran cantidad de puentes han presentado problemas de socavación local, incluso llegando al colapso.

Un ejemplo de eso es el caso del **puente de la Ruta Nacional N° 3, sobre el Arroyo de las Flores**, que ha presentado en varias ocasiones problemas de socavación local. En particular en el relevamiento de 1998 se detectaron profundidades de erosión que comprometieron la estabilidad estructural del puente, como ilustra la figura 1.1.

Otro caso es el **puente de la Ruta Nacional N° 90 sobre el arroyo Guayabos**, que el día 4 de julio de 2002, aproximadamente a las 17:30 horas, colapsó, como se muestra en la figura 1.2, presentando evidencias de fallas por socavación. El puente fue proyectado en el año 1946 y estuvo operativo durante más de cincuenta y cinco años.

Otro caso es el **puente ferroviario sobre el arroyo Molles**. En las primeras horas del día 17 de octubre de 2001 el tren que circulaba desde Montevideo hacia la estación Varela, situada en el departamento de Treinta y Tres, entró a este pequeño puente. En ese momento el puente colapsó, determinando que la locomotora se incrustara contra el terraplén izquierdo, como ilustran las figuras 1.3 y 1.4. La inspección posterior mostró que el estribo izquierdo se había desplomado, como producto de la socavación.

El puente se encontraba en operación desde los primeros años del siglo XX y no había

presentado dificultades operativas hasta el momento de su destrucción. La Facultad de Ingeniería de la Universidad de la República, a través del Instituto de Estructuras y Transporte y el Instituto de Mecánica de los Fluidos e Ingeniería Ambiental, fue consultada sobre el diagnóstico de la falla y el diseño de la reconstrucción del puente.

1.2.- Motivación del estudio

En lo explicitado en el punto anterior ha quedado reflejada la importancia de la problemática de la erosión local, en particular a nivel nacional.

Por otra parte, la gran cantidad de programas de investigación desarrollados recientemente por la comunidad internacional confirman la importancia del problema (por ejemplo: National Italian Research Council (CNR), Federal Swiss Railway, British Railway, Federal Highway Administration (US Department of Transportation), Laboratório Nacional de Engenharia Civil (Lisboa), School of Engineering (University of Auckland, New Zealand), etc.).

A pesar de la considerable cantidad de estudios existentes al respecto, muchos de los problemas planteados con relación a la socavación de puentes no han sido totalmente resueltos y son fuente de incertidumbre a la hora del diseño y del diagnóstico de estructuras existentes.

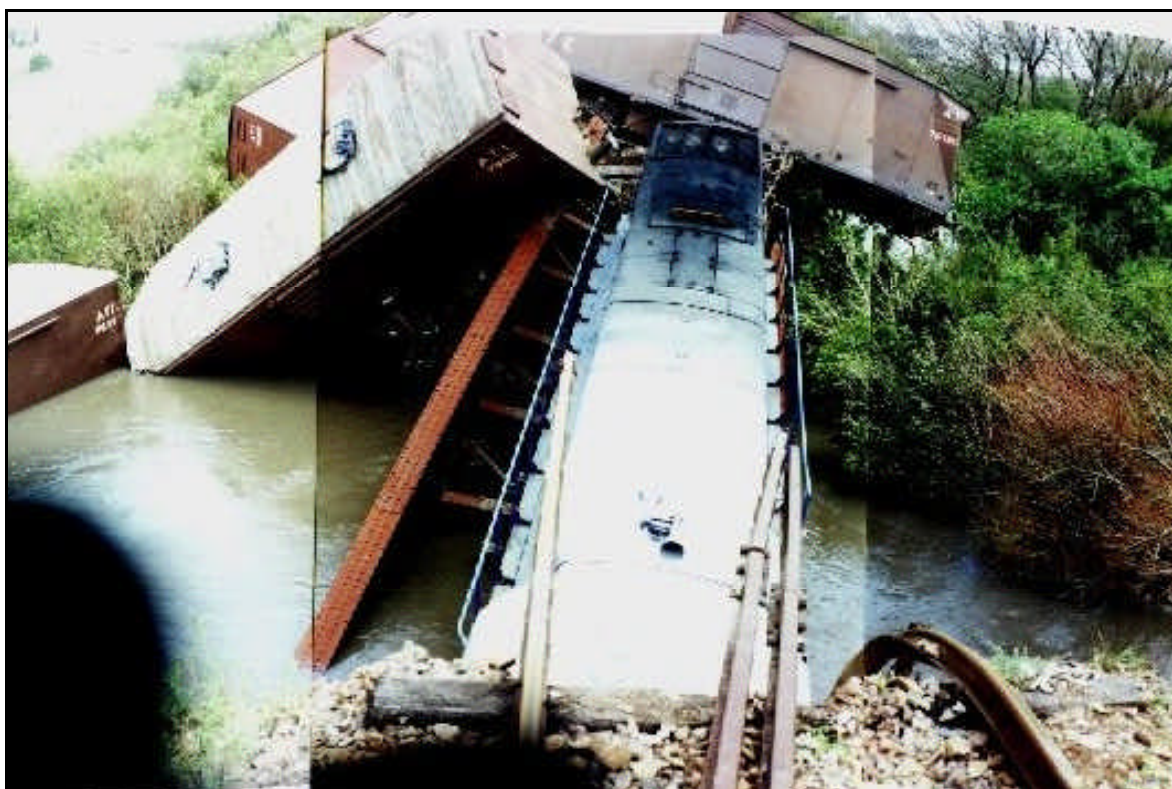


Figura 1.3. Vista desde el terraplén izquierdo del accidente del puente ferroviario sobre el arroyo Molles.



Figura 1.4. Vista desde el terraplén derecho del accidente del puente ferroviario sobre el arroyo Molles

Se entiende que ésta es parcialmente una consecuencia de las insuficiencias en criterios de diseño adoptados para puentes más viejos y también del estado actual del conocimiento sobre algunos aspectos de la hidráulica y de la erosión de puentes.

Cabe destacar que los resultados ofrecidos por las diferentes fórmulas aplicadas a una misma situación son muy divergentes, por lo que los resultados a la hora del diseño o la verificación, a pesar de su enorme importancia práctica, tienen un marcado nivel de incertidumbre y dispersión. Esto descubre, en parte, la dificultad en considerar la complejidad de los fenómenos involucrados, dado, por la influencia de la estructura en el flujo en las proximidades de los obstáculos.

Si bien existen numerosos trabajos de laboratorio que evalúan la evolución temporal de la socavación en pilas y en estribos de puentes, en la metodología actualmente en uso para el diseño de estas estructuras no se toma en cuenta que la profundidad de socavación es un fenómeno que se desarrolla en el tiempo y por lo tanto se verá afectada por la permanencia temporal de los valores de caudal que la determinan. Experimentos controlados han demostrado que bajo condiciones reales en prototipo, el tiempo en alcanzar la profundidad de erosión de equilibrio puede ser semanas, mientras que los hidrogramas de diseño pueden durar días e incluso horas (Sheppard, 1993). Por lo tanto, entender la dependencia temporal de la erosión local es un avance importante para la predicción de erosiones bajo eventos no estacionarios de corta duración.

Sobre la necesidad de incluir la variable tiempo en el cálculo de la socavación de estribos, a partir del estudio del caso del puente ferroviario sobre el arroyo Molles, en Teixeira y López (2002) se concluye que:

- la metodología de cálculo de la socavación local, actualmente aceptada, determina la sobrestimación de la profundidad de socavación al recomendar el uso del valor del caudal pico del hidrograma de diseño y no considerar la persistencia en el tiempo de ese valor,

- para el caso de cuencas de reducidas dimensiones, esa sobrestimación de la profundidad de socavación resulta particularmente significativa. Por lo tanto, en estos casos, no considerar la evolución temporal de los caudales involucrados conduce necesariamente a un diseño extremadamente conservador y consecuentemente antieconómico, en relación con la seguridad frente a la socavación local.
- se debe profundizar en el estudio de la relación funcional entre la profundidad de socavación, el tiempo, el caudal que circula y los demás parámetros involucrados (geométricos y granulométricos), buscando una formulación general de la evolución temporal de la socavación local.
- la importancia del tema, la complejidad de los fenómenos analizados y las dificultades de su modelación, convierten el tema analizado en una línea de investigación importante.

El artículo citado anteriormente, en particular sus conclusiones, ha formado parte medular de la motivación del estudio de los temas tratados en esta tesis.

Por otra parte, la problemática de la erosión local ha sido particularmente alarmante en los puentes cortos, para los que existe una mayor carencia de conocimientos técnicos con relación a la socavación en torno a sus fundaciones. Por lo tanto, lo dicho anteriormente junto con el alto número de pequeños puentes en Uruguay, tanto ferroviarios como carreteros, otorga una importancia singular a la necesidad de predecir adecuadamente las profundidades de erosión local y su evolución en el tiempo.

1.3.- Objetivo del Estudio

El **objetivo general** de este trabajo es avanzar en el conocimiento del fenómeno de erosión local en trono a pilas cilíndricas y de su evolución temporal, con aplicaciones directas en los cálculos de erosiones para el diseño

Los **objetivos específicos** son los siguientes: (1) analizar la influencia de las distintas variables en la profundidad de erosión de equili-

brio, a partir de un estricto análisis dimensional y así obtener formulaciones aproximadas para el cálculo de la profundidad de socavación de equilibrio; y (2) validar un modelo de evolución temporal de la profundidad de erosión en torno a una pila cilíndrica cimentada en lecho granular uniforme bajo condiciones de flujo estacionario.

El objetivo (2) intenta ser una mejora de las técnicas de cálculo sugeridas en los manuales de diseño con relación al problema de la socavación. Se pretende alcanzar un modelo alternativo que tome en consideración la variable tiempo en el cálculo de socavaciones.

Este estudio, para cumplir con los objetivos, se basa en resultados experimentales. Por tanto, una parte sustancial de este trabajo la constituye el tratamiento experimental.

1.4.- Estructura del Estudio

Este trabajo se estructura en 6 Capítulos.

Luego de ésta introducción se presenta, en el Capítulo 2, una revisión del estado del conocimiento de los aspectos más relevantes de las erosiones en pilas. En particular los resultados más interesantes de los estudios que consideran la evolución temporal de la profundidad

de erosión local bajo condiciones estacionarias y no estacionarias.

El Capítulo 3 se dedica a la metodología experimental. Allí se presentan las herramientas experimentales disponibles, las características de los materiales utilizados y el plan de ensayos desarrollado.

En el Capítulo 4 se realiza el análisis dimensional del fenómeno de erosión localizada en pilas cilíndricas sobre lechos de sedimentos no cohesivos y uniforme, para flujo de agua clara en condiciones estacionarias. Allí, sobre la base de datos experimentales, se presentan formulaciones aproximadas para el cálculo de la profundidad de socavación de equilibrio y se analiza la pertinencia de incluir a la intensidad de flujo como parámetro descriptor de la erosión de equilibrio.

El Capítulo 5 se dedica al análisis de los datos experimentales obtenidos de los ensayos realizados y a la elección de una metodología para la estimación de la evolución temporal de la profundidad de erosión bajo condiciones estacionarias.

Finalmente en el Capítulo 6 se resumen las conclusiones del trabajo y se identifican futuras líneas de investigación.

ESTADO DEL CONOCIMIENTO

2.1.- Introducción

Las actividades de investigación en hidráulica de puentes desarrolladas en las décadas pasadas reflejan la necesidad de disminuir el riesgo de falla de las estructuras de puentes, unas de las más importantes de nuestra infraestructura civil. La mayor parte de las fallas que han ocurrido pueden atribuirse a la carencia de conocimiento del complejo fenómeno involucrado en el mecanismo de la erosión local.

Hasta el presente, no hay una teoría unificada que pueda ser útil para el diseñador a la hora de estimar, con certeza, la profundidad de erosión en estribos y pilas de puentes. La carencia de una teoría general se debe a la complejidad del problema. Las erosiones que provocan la falla de puentes ocurren durante ondas de crecidas. Estos flujos son no estacionarios y las características geométricas y dinámicas son complejas. El flujo interactúa con variadas mezclas de sedimentos. Frecuentemente en los lechos de los ríos se presentan bancos de arcilla, de arena e incluso afloramientos de rocas. Durante una inundación esas características pueden cambiar drásticamente. El problema es aún más complicado si se tienen en cuenta la gran variedad de pendientes, alineamientos, etc. que pueden tomar las pilas de los puentes.

A su vez, la estimación cuantitativa de la profundidad de socavación local en pilas de puen-

tes es de significativa importancia en muchos problemas de ingeniería civil, vial y ambiental. A pesar de la complejidad del fenómeno y debido a la importancia antes mencionada, es que numerosos investigadores han abordado el tema desde hace varias décadas, simplificándolo. Dicho abordaje tiene como objetivo alcanzar alguna metodología, método o ecuación de estimación de la profundidad máxima o de equilibrio de la erosión local en pilas de puentes.

Se ha observado que el diseño de la fundación de pilares de puentes basado en el cálculo de la profundidad de erosión de equilibrio, el cual es alcanzado en muy largas duraciones de flujo, sobreestiman el efecto real. Para el diseño eficiente de la fundación de los pilares de un puente es esencial la predicción confiable de la profundidad de erosión local relacionándolo con características hidrológicas como el pico del hidrograma y el tiempo correspondiente a la profundidad de erosión de equilibrio. Esto puede dar como resultado una reducción en los costos de construcción. Por esto, varios autores han trabajado en las últimas 3 décadas sobre la evolución temporal de la erosión local bajo condiciones estacionarias, avanzando en la modelación del problema real y acotando así las sobreestimaciones mencionadas.

Más allá de las publicaciones que han surgido durante el desarrollo de este estudio: López et al (2005), López et al (2006), Teixeira et al

(2006)a, Teixeira et al (2006)b, Simarro et al (2007), a nivel nacional, se han encontrado dos antecedentes: (1) los pioneros trabajos del Prof. Ing. Oscar Maggiolo que datan de la década del 60 y (2) los trabajos (Teixeira y López, 2002) recientes que tratan sobre la necesidad de incluir la variable tiempo en el cálculo de la socavación de estribos, a partir del diagnóstico y proyecto de reparación de un puente ferroviario en el departamento de Treinta y Tres, colapsado en octubre del año 2001, que dieran lugar a la línea de investigación de la cual forma parte el trabajo desarrollado en esta tesis.

En este Capítulo se presenta una revisión del estado del conocimiento de los aspectos mas relevantes de las erosiones en pilas. En primer lugar, en el punto 2.2, se muestra el mecanismo de erosión local en torno a pilas de puentes, las características del flujo en torno al obstáculo y se describe el proceso erosivo y sus etapas. A continuación, el punto 2.3, presenta como se ha abordado el objetivo de alcanzar alguna metodología, método o ecuación de estimación de la profundidad máxima o de equilibrio de erosión local en pilas de puentes, en particular en lo que refiere al marco de análisis comúnmente desarrollado, a la descripción de los efectos de los distintos parámetros sobre la profundidad de erosión, los métodos de estimación existentes y sus limitaciones. Una vez presentados, en el punto 2.4, las particularidades de los estudios desarrollados sobre la evolución temporal de la profundidad de erosión local bajo condiciones estacionarias. En el punto 2.5 se muestran las características más importantes de los antecedentes recopilados en la temática a nivel nacional. Finalmente, el punto 2.6 se presentan el resumen y las conclusiones del Capítulo.

2.2.- Mecanismo de Erosión Local

Una obra hidráulica que interrumpe el flujo en un curso de agua, como puede ser la pila de un puente, introduce cambios muy importantes en el patrón del flujo. Este nuevo patrón de flujo alrededor de la pila se vuelve comple-

jo y muy difícil de abordar hidrodinámicamente. Dicha complejidad crece a medida que se desarrolla la fosa de erosión. Una descripción detallada del “nuevo” flujo es esencial para entender y analizar el desarrollo del fenómeno de la erosión local.

2.2.1.- Estructura del Flujo en Torno a la Pila.

Existen varios estudios que tratan la estructura tridimensional del flujo en torno a pilas, en particular en torno a una pila cilíndrica, como lo son: Shen et al (1965, 1966, 1971); Melville (1975); Ettema (1980); Breusers y Raudkivi (1991); Dey et al (1995); Gosselin (1997); Ahamed y Rajartnam (1998); Graf e Istiarto (2001); Muzzammil (2002); y Unger y Hager (2005). Estos trabajos han mostrado que las diferentes componentes del patrón de flujo gobiernan la formación y evolución de la fosa de erosión local.

Las principales características del flujo, indicadas esquemáticamente en la figura 2.1, son el flujo secundario descendente delante de la pila, el vórtice de eje horizontal que aparece en la base de la pila contra el fondo, llamado “vórtice herradura” (horseshoe vortice), el vórtice de superficie de eje horizontal, que se forma delante de la pila y los vórtices de estela de ejes verticales, que se hallan en el tramo aguas abajo de la pila. A continuación se detallan las principales características de ese patrón de flujo y se presenta como la bibliografía existente entiende el proceso erosivo.

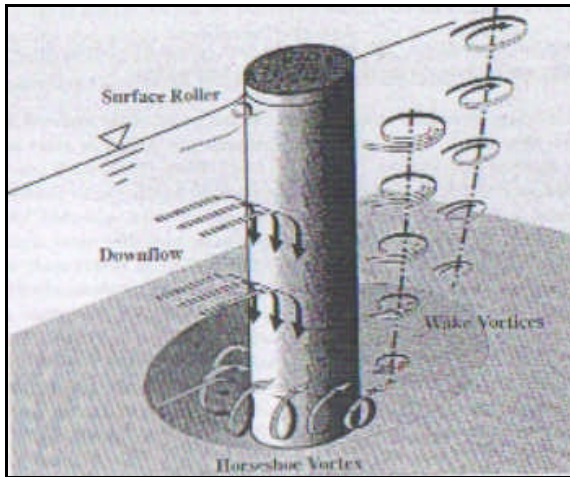


Figura 2.1. Patrón de flujo en torno a una pila cilíndrica erosionada según Melville y Coleman (2000)

Un flujo completamente desarrollado aguas arriba de un obstáculo presenta, en general, una distribución de velocidades que, aumentan desde el fondo del canal hacia la superficie libre, pudiendo ser aproximada a una ley logarítmica. Al encontrarse el flujo con el obstáculo las velocidades se anulan (efecto de estancamiento), hecho que se traduce, a una distancia del fondo, en un incremento del término de presión prácticamente igual a $r [u(y)]^2/2$. Por lo tanto, este incremento de presión es mayor junto a la superficie libre, donde las velocidades son más elevadas, que contra el fondo. Puede observarse, un aumento del nivel de la superficie libre aguas arriba contra el obstáculo y la presencia de un **vórtice de superficie** así como de un flujo descendente, ver figura 2.1, que algunos autores consideran responsable del inicio del proceso erosivo. El flujo descendente es una consecuencia de la desaceleración del flujo delante de la pila. El resultante gradiente de presiones contra la cara de aguas arriba de la pila genera ese **flujo vertical descendente**. El flujo descendente afecta el fondo del lecho erosionando como si fuera el efecto de un chorro o “jet” formando un surco inmediatamente al frente de la pila.

Breusers y Raudkivi (1991) señalan que la fuerza del flujo descendente enfrente del cilindro, estando la fosa de erosión presente, alcanza el máximo justo debajo de la superficie del lecho original y que la velocidad máxima del flujo descendente a cualquier altura ocurre a una distancia de 0.05 a 0.02 diámetros de

pila aguas arriba de la misma. Su máximo valor alcanza 0.8 veces la velocidad media del flujo del tramo aguas arriba y ocurre en la fosa de erosión aproximadamente a un diámetro de pila bajo la superficie del lecho original.

El llamado **“vórtice herradura”** se origina como resultado de la separación del flujo en el borde de aguas arriba de la fosa de erosión excavada por el flujo descendente. Este vórtice tiene características similares a las del vórtice que se forma aguas abajo de la cresta de una duna. Los extremos del vórtice herradura, llamado así por la forma de herradura de su eje cuando es visto desde arriba, se distribuyen, por el campo de flujo que rodea la estructura, alrededor y hacia aguas abajo de ésta, hasta donde pierde su identidad, pierde su fuerza y pasa a formar parte de la turbulencia general. Algunos autores atribuyen la fuente del proceso erosivo a este vórtice y es el responsable de que algunas partículas desalojadas sean transportadas más allá de la pila. En la fosa de erosión, el vórtice herradura determina que el máximo de la velocidad del flujo descendente se ubique más cerca de la pila.

El fenómeno de separación no ocurre solamente contra el fondo, también se puede observar a ambos lados de la pila, creándose dos superficies de separación que confinan la estela que se extiende hacia aguas abajo de la pila. En esa superficie de separación se crea una discontinuidad en el perfil de velocidades y esto conduce al desarrollo de los vórtices concentrados de eje inclinados (vórtices de estela) en la interfase entre el flujo y la estela.

Los ejes de los vórtices son inclinados por la acción del flujo medio. Estos vórtices acompañan al flujo principal hacia aguas abajo y presentan sentidos de rotación alteradamente opuestos a lo largo del recorrido. Actúan en el proceso de erosión a través de un efecto de succión, casi vertical, de las partículas del fondo. Así, en cuanto el vórtice herradura provoca, esencialmente, el arrastre del material del fondo, los vórtices estela arrancan ese material por el efecto succión y luego lo transporta en suspensión, con la ayuda del flujo principal. Cerca del lecho estos vórtices interactúan confundándose con el vórtice herradura causan-

do que las partículas arrastradas oscilen lateral y verticalmente. Los vórtices de eje inclinado levantan las partículas de sedimentos del lecho como pequeños tornados.

Los investigadores de la erosión en torno a estructuras están básicamente de acuerdo en lo que respecta a la descripción del flujo en torno a la pila. También en que el flujo secundario descendente y el vórtice herradura son los principales motores de la erosión en torno a una pila. Pero en cuanto a las consecuencias del flujo descendente y del vórtice herradura en el proceso erosivo difieren en algunos aspectos. Mientras hay autores que sostienen que el vórtice herradura participa activamente en la erosión del fondo tanto hacia aguas arriba como hacia aguas abajo, hay otros que plantean que el vórtice herradura es una consecuencia de la erosión, no la causa de la misma, aunque reconocen que se transforma efectivo para el transporte de sedimento fuera de la fosa de erosión.

2.2.2.- Proceso Erosivo.

Existen varios estudios que intentan entender y describir el proceso erosivo, entre los que se destacan: Melville (1975), Nakawa y Suzuki (1975) y Ettema (1980).

Melville (1975) describió el proceso de erosión en términos de mecanismo de erosión en distintas fases:

- Flujo acelerado por la distorsión en las líneas de corrientes provocada por la presencia del cilindro
- Separación de flujo, desarrollo e intensificación del vórtice herradura mientras se desarrolla la fosa de erosión
- Desmoronamiento o deslizamiento del material ubicado en las pendientes de la fosa de erosión una vez que ésta es del tamaño suficiente como para contener el vórtice herradura.

Miller (2003) menciona que Nakagawa y Suzuki (1975) dividieron la erosión en 4 etapas:

- Erosión cerca de los lados de la pila causada por la fuerza tractiva del flujo principal,

- Erosión cerca del borde principal de aguas arriba de la pila generado por el vórtice herradura,
- Erosión desarrollada por el vórtice herradura estabilizado que fluye a lo largo de la pila,
- Un periodo de reducción en el crecimiento de la profundidad de erosión debido al descenso de la capacidad de transporte en la fosa

Ettema (1980) amplía las etapas propuestas por Melville, explicándolas como:

- Fase inicial: donde la fosa de erosión es formada a partir de las condiciones de fondo plano. En esta fase, el transporte de sedimento en fondo plano comienza a los lados del cilindro y trabaja a su manera alrededor de sus circunferencias para formar una fosa de erosión llana. Ettema sostiene que el vórtice herradura no juega un papel importante en ésta fase.
- Fase principal de erosión: donde el vórtice herradura crece rápidamente en tamaño y fuerza, introduciéndose dentro de la fosa de erosión resultando en un incremento en la fuerza del flujo descendente presente en el borde principal de la pila. Durante esta fase, Ettema observó que la erosión ocurría en una plana y estrecha tira alrededor de la pila (extendida en el rango $\pm 110^\circ$) que llamó zona de arrastre. De acuerdo con Ettema, mientras la fosa se desarrolla la fuerza e intensidad del vórtice de herradura y del flujo descendente se debilitan y eventualmente pierden la capacidad de remover sedimento de la zona de arrastre.
- Fase de equilibrio: el flujo no es capaz de remover sedimento en condiciones de agua clara o el sedimento removido se equilibra con el sedimento que ingresa a la fosa desde aguas arriba en condiciones de lecho vivo.

Cada uno de estos autores y muchos otros investigadores están básicamente de acuerdo en lo que respecta al proceso general del desarrollo de la fosa de erosión, mientras difieren en algunos detalles. En resumen, para una pila cilíndrica, hay una etapa inicial durante la cual

el sedimento es removido de los lados de la pila donde el flujo ha sido acelerado. El material erosionado es transportado hacia aguas abajo por el flujo. Hasta este punto el proceso local de erosión se asemeja al transporte de sedimento en fondo plano.

El desarrollo de la fosa de erosión comienza, como se ha presentado, a los lados de la pila cilíndrica con ambas fosas propagándose rápidamente alrededor del perímetro de la pila hacia aguas arriba hasta encontrarse en la línea central. Ettema (1980) y Hjorth (1975) según presenta Miller (2003) encontraron que el punto de inicio de la erosión se encuentra ubicado aproximadamente a $\pm 45^\circ$ del borde principal de la pila. Luego de comenzado el proceso erosivo se forma una fosa llana concéntrica con la pila, alrededor de casi todo el perímetro de la pila (alrededor de $\pm 120^\circ$) pero no en la región de la estela vorticiosa. El material erosionado es transportado alrededor de la pila por la acción combinada del flujo acelerado del canal y el movimiento en forma de espiral del vórtice herradura. El flujo descendente gira 180° en el surco de erosión y es desviado por el vórtice herradura hacia aguas arriba, remontando el material granular de la pendiente de la fosa de erosión y así empinando la misma pendiente.

En este momento, el borde de la fosa es muy filoso y la pendiente es casi vertical. Una vez que la fosa es lo suficientemente grande para contener al vórtice herradura, las dimensiones de la fosa aumentan a través del deslizamiento o avalancha del material ubicado en la pendiente. La parte de la fosa de erosión ubicada aguas arriba se desarrolla rápidamente y es de forma troncocónica truncada con una pendiente igual o similar al ángulo de reposo del material del lecho. Muchos investigadores (Nakagawa y Suzuki 1975, Hjorth 1977, Ettema 1980) han observado que la mayor movilización y remoción de material se produce en la base de la fosa de erosión que se sitúa en el área contigua a la pila.

Como el material de los taludes de la fosa se desliza o desmorona, es movilizado contra la pila a la zona de arrastre o de erosión. Una vez que las partículas de sedimento son puestas en

suspensión, son barridas hacia aguas abajo. Si las partículas son elevadas suficientemente, pueden interactuar con los vórtices de estela, ser elevadas más aun en la columna de agua y ser transportadas y depositadas aguas abajo. De otra manera, la partícula que no es elevada lo suficiente como para interactuar con los vórtices de estela, pueden ser barridas directamente detrás de la pila y se incorporan a la zona de relativa calma existente entre esos vórtices. Aquí las partículas se depositarán y formarán la característica duna que se observa detrás de la estructura.

Melville (1975) observó que el vórtice de herradura es inicialmente pequeño y relativamente débil; pero a medida que la fosa se profundiza el flujo descendente se fortalece y el vórtice herradura crece y desciende hacia dentro de la fosa. En este punto, siempre según estudios de Melville, la circulación asociada con el vórtice herradura continua creciendo, pero a tasa cada vez menor, mientras el área de la sección transversal de la fosa crece y se acerca al equilibrio. Eventualmente, la fosa se vuelve lo suficientemente profunda como para que el debilitamiento del vórtice herradura y del flujo descendente, les impida movilizar y remover partículas desde la fosa. En el caso de lecho vivo, la cantidad de sedimento removido es exactamente igual a la cantidad de sedimento depositado en la fosa, suministrado desde aguas arriba. A esta altura, se aproxima al equilibrio y la fosa se acerca a sus máximas dimensiones para las condiciones de flujo dadas.

2.2.3.- Modelación Numérica y Estudios del Flujo en Torno a la Pila

Existen estudios que han avanzado en la modelación numérica del campo de flujos en torno al obstáculo sin fosa de erosión, así como, si bien mucho menos, intentos de modelos acoplados hidrodinámicos con transporte de sedimento para reproducir la evolución de la fosa de erosión. Se han utilizado modelos numéricos para simular las condiciones de flujo tridimensional alrededor de pilas cilíndricas y dentro de la fosa de erosión, combinándolos con una serie de simplificaciones como pueden ser funciones empíricas y ecuaciones de

transporte de sedimento. Entre la bibliografía hallada se destacan: Wang y Jia (1999), Chang et al. (1999), Sumer et al. (2002), Richardson y Panchang (1998), Salaheldin et al. (2004).

2.3.- Profundidad de Erosión Local de Equilibrio

2.3.1.- Marco de Análisis

A cuenta de lo que se explicitará más en detalle en el Capítulo 4, y con el objetivo de avanzar en la descripción del estado del conocimiento se introduce el análisis dimensional del proceso erosivo, que ha sido la base de la gran mayoría de los estudios existentes.

El estudio del proceso erosivo en torno a una pila involucra un elevado número de variables, algunas de las cuales están interrelacionadas. Estas son, para una pila cilíndrica en un canal rectangular ancho, con flujo unidireccional y uniforme y con lecho móvil de sedimento no cohesivo, las siguientes:

- variables relacionadas con el flujo:
 - profundidad media del flujo o tirante, h ;
 - velocidad media del flujo, V ;
 - aceleración de la gravedad, g ;
- variables características del fluido:
 - densidad del fluido, ρ ;
 - viscosidad cinemática, ν ;
- variables relativas al material de fondo:
 - tamaño medio, d_{50} ;
 - desviación estándar de la curva granulométrica, s_g ;
 - densidad del sedimento, ρ_s ;
- variables descriptivas del obstáculo
 - diámetro de la pila, D ;
 - ángulo de alineación del obstáculo con el flujo, q ;
 - coeficiente de forma del obstáculo, K_t ;
- tiempo, t

Algunos autores incluyen en la lista otros parámetros como V_c (velocidad crítica para el inicio del movimiento de partículas del lecho) y C_s (concentración de sedimentos del flujo de

aproximación). Sin embargo, estas cantidades se pueden expresar a partir de las variables primarias: por ejemplo, la velocidad crítica puede formularse como

$$V_c = f(r, u, h, g, d_{50}, r_s) \quad \text{Ec. 2.1}$$

Entonces, la relación entre la profundidad de erosión local d_s y su dependencia de distintos parámetros puede escribirse como:

$$d_s = f(r, u, V, h, g, d_{50}, s_g, r_s, D, q, K_t, t) \quad \text{Ec. 2.2}$$

Si se aplican las técnicas de análisis dimensional sobre la función general, y seleccionando convenientemente las variables de repetición, aparecen parámetros típicos que establecen una relación funcional con la profundidad de erosión local adimensionada. De esta manera, generalmente, se plantea una relación funcional entre variables adimensionales como la siguiente:

$$\frac{d_s}{D} = f\left(\frac{V}{V_c}, \frac{h}{D}, \frac{D}{d_{50}}, s_g, q, K_t, \frac{Vt}{D}, \frac{V^2}{gD}, \frac{VD}{\nu}\right) \quad \text{Ec. 2.3}$$

El primer parámetro adimensional de la derecha caracteriza el transporte de sedimento en la sección inmediata aguas arriba de la pila, término llamado *intensidad de flujo*; el segundo es el llamado *profundidad del flujo relativa* al ancho de la pila, por su parte el tercer parámetro adimensional es el tamaño de la pila relativo al tamaño medio de grano de sedimento y se denomina *aspereza del sedimento*. El cuarto, quinto y sexto parámetro han sido definidos anteriormente. Los tres últimos términos son la escala de tiempo de evolución de la erosión, el número de Froude, Fr_p^2 , en base al tamaño de la pila, al cuadrado y el número de Reynolds, Re_p , en base al tamaño de la pila respectivamente. Entre estos parámetros la intensidad de flujo es considerada de singular importancia, ya que define las características del proceso de erosión en función de la presencia o no de transporte sólido en el flujo de aproximación, aunque puede resultar cuestionable como

parámetro descriptor de este fenómeno, como se atiende en mayor detalle posteriormente.

La relación 2.3 establece los parámetros fundamentales que deberían tenerse en cuenta al planificar los experimentos en laboratorio. La importancia relativa de uno u otro parámetro está en gran medida establecida en función de los procesos físicos que se consideren dominantes en el desarrollo y evolución hacia una condición final de equilibrio del foso de socavación.

El rol de la viscosidad en el proceso erosivo no ha sido completamente entendido, por lo que la hipótesis de despreciar los efectos viscosos es una simplificación que si bien reduce la dificultad del problema no se encuentra rigurosamente justificada. La gran mayoría de las investigaciones (Melville y Coleman, 2000; Breusers y Raudkivi, 1991; Richardson y Davis, 1995, etc) continúan el análisis asumiendo la ausencia de efectos viscosos y densidad de sedimento constante, eliminando r , r_s y n . Por lo tanto, el parámetro adimensional $Re_p = VD/u$ (número de Reynolds asociado a la pila) puede eliminarse en el análisis dimensional. Sin embargo, existe una fórmula (presentada por Shen et al. en 1969, ver Melville y Coleman, 2000) que responde a la forma $d_s/D = k_1 Re_D^{k_2}$ (donde k_1 y k_2 son constantes), la cual aparece como una de las más precisas (o mejor dicho, menos imprecisas) en el estudio de Johnson (1995). Johnson realizó uno de los escasos análisis de la bondad de las fórmulas (que se disponían hasta la fecha) como estimadores de la profundidad de erosión local de equilibrio comparándolas con datos de campo.

La simplificación a partir de despreciar los efectos viscosos y en general el rol de cada parámetro adimensional en la profundidad de erosión de equilibrio se analiza, a partir de un estricto análisis dimensional, en el Capítulo 4 y en los artículos: Teixeira et al (2006) y Simarro et al (2007).

2.3.2.- Efectos de los Parámetros Específicos en la Profundidad de Erosión

A pesar de que existe una considerable cantidad de trabajos en torno a la profundidad de erosión de equilibrio no existe uniformidad entre los distintos autores sobre el peso de los distintos parámetros adimensionales en juego. Esto ha motivado a que, en el Capítulo 4 de este trabajo, se analice la influencia de las distintas variables en la profundidad de erosión de equilibrio a partir de un estricto análisis dimensional. Cabe acotar que lo presentado en este punto refiere exclusivamente a información recabada en la bibliografía, lo que en algunos casos puede contradecir lo desarrollado en el Capítulo 4.

Las hipótesis que llevan a la ecuación adimensional 2.3 de la dependencia de la erosión local con la serie de parámetros antes descritos difícilmente se puedan verificar todas en simultáneo. Los efectos de los distintos parámetros han sido estudiados exhaustivamente por varios autores, información detallada de los efectos de la pendiente y alineamiento del pilar, así como de la geometría del canal, es posible encontrarla en Melville y Coleman (2000), Richardson y Davis (1995), Breusers y Raudkivi (1991), Graf (1998), entre otros. También existen otras particularidades como grupo de pilas y uniformidad del sedimento, que ha sido atendida en la bibliografía. A continuación solo se presenta una breve descripción de los efectos de los parámetros considerados más relevantes.

El proceso de erosión local es dependiente del tiempo. El equilibrio entre la capacidad erosiva del flujo y la resistencia al movimiento del material del fondo es alcanzado progresivamente. En condiciones de lecho vivo, la profundidad de erosión de equilibrio o final se alcanza rápidamente como se ilustra en la figura 2.2 y fluctúa debido a los efectos de la migración de las forma de fondo. Mientras que en condiciones de agua clara la profundidad de erosión evoluciona hacia la de equilibrio más lentamente, como muestra la figura 2.2.

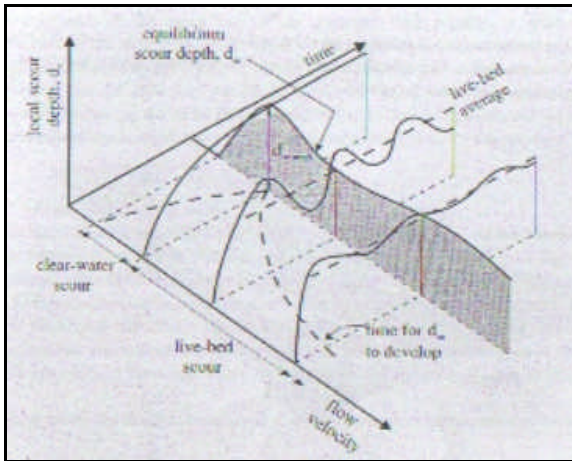


Figura 2.2. Variación de la profundidad de erosión máxima con el tiempo y la intensidad de flujo según Melville y Coleman (2000)

2.3.2.1 Efectos de la Intensidad de Flujo

Como se ha señalado, la intensidad de flujo es de singular importancia, ya que define las características del proceso de erosión en función de la presencia o no de transporte sólido en el flujo de aproximación. Esta utilidad hace que la gran mayoría de los autores tomen a éste como un parámetro adimensional descriptor del fenómeno de erosión local. Estrictamente existen ciertas observaciones hacia este parámetro como descriptor del proceso erosivo que se introducen en el Capítulo 4, en Teixeira et al (2006) y Simarro et al (2007).

La erosión local en obstáculos puede suceder para dos condiciones de transporte de sedimentos esencialmente distintas:

- **Agua clara:** erosiones sin transporte de sedimento generalizado, cuando no existe el movimiento del material del fondo en la zona del flujo de aproximación, o sea, en el tramo situado aguas arriba de la pila. Entonces, no hay aporte de sedimento desde aguas arriba hacia la fosa de erosión. En estas condiciones la tensión de fondo es inferior o igual a la tensión crítica, lo que corresponde a la condición $V/V_c < 1$.
- **Lecho vivo:** erosiones con transporte de sedimento generalizado, cuando el flujo provoca el movimiento del material del fondo. Aquí hay un aporte constante de sedimento desde aguas arriba a la fosa de erosión. En esta situación la tensión de fondo es superior a la tensión crítica, lo que

es equivalente a $V/V_c > 1$. La situación de equilibrio de la erosión de la pila se alcanza cuando la cantidad de material sólido que es removido de la fosa, por el flujo, es igual a la cantidad de material arrastrado desde aguas arriba para el interior de la misma.

Como se observa en la figura 2.3, para valores muy bajos de velocidad no se observan erosiones junto a los obstáculos y todo sucede como si se tratara de un flujo con fondo fijo. Manteniendo la profundidad del flujo y aumentando la velocidad, cuando se supera cierto valor de velocidad de flujo en el canal, las partículas de sedimento cercanas a la pila comienzan a moverse, se inicia el proceso de erosión de la fosa y del transporte del material socavado. Las partículas erosionadas seguirán el patrón de flujo y serán transportadas del frente y de los lados de la pila hacia aguas abajo. Luego de un incremento de la velocidad de flujo en el canal, mayor cantidad de partículas serán desalojadas, formando una fosa u olla de erosión que crece en tamaño y en profundidad. Eventualmente la profundidad de erosión máxima $(d_s)_{max}$ es alcanzada cuando la velocidad de flujo de aguas arriba iguala a la velocidad crítica de inicio de transporte de sedimento en el canal, $V = V_c$. Para sedimentos no uniformes, las partículas más grandes son potencialmente menos “erosionables” y una capa de acorazamiento integrada por estas partículas de mayor tamaño se forma por si sola en la fosa de erosión. Un incremento mayor en la velocidad de flujo nos lleva a velocidades mayores que la crítica, $V > V_c$, la cual es responsable del transporte de sedimento en el canal hacia y desde la fosa de erosión, aunque la profundidad de erosión se mantiene esencialmente constante. Entonces, se establece una profundidad de erosión máxima media, siendo algo mas pequeña que la máxima profundidad de erosión, $(d_s)_{max}$. Este fenómeno se potencia cuanto menos uniforme sea el material del lecho, como se ilustra en la figura 2.3.

La erosión de equilibrio, d_{se} , será generalmente alcanzada durante grandes flujo de agua durante un tiempo prolongado.

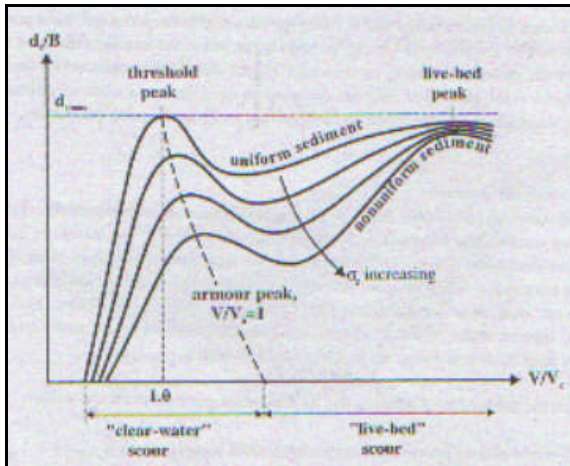


Figura 2.3. Variación de la profundidad de erosión con la intensidad del flujo según Melville y Coleman (2000)

2.3.2.2 Efectos de la Profundidad de Flujo Adimensional

La profundidad de flujo adimensional es la relación entre la profundidad del flujo en las proximidades de la pila, y , y una dimensión característica del obstáculo, en este caso el diámetro de la pila, D .

Éste parámetro influye en la profundidad de erosión local cuando el flujo descendente y el vórtice herradura, principales agentes erosivos, se ven afectados por la formación del vórtice de superficie que se forma en el borde principal de la pila.

El vórtice de superficie tiene una rotación que se opone a la dirección del flujo descendente y a la rotación del vórtice herradura. En principio, siempre y cuando no exista interferencia, la profundidad de erosión es independiente de la profundidad de flujo y crece proporcionalmente con el diámetro de pila. En estos casos, se dice que la erosión se da en torno a pilas angostas. Si la profundidad del flujo decrece, el vórtice de superficie adquiere relevancia e interfiere en el flujo descendente y el vórtice herradura restándoles capacidad de transporte de sedimento. De esa manera, la profundidad de erosión local es menor para condiciones de flujos menos profundos, donde la erosión depende tanto del diámetro de la pila como de la profundidad del flujo. En flujos poco profundos, la erosión local se vuelve dependiente de la profundidad del flujo, mientras que se independiza del diámetro de la pila. En este caso se dice que la erosión ocurre en torno a

pilas anchas. Este comportamiento se muestra claramente en la figura 2.4.

2.3.2.3 Efectos de la Graduación del Sedimento

Según Melville y Coleman (2000), para sedimentos uniformes, el tamaño del sedimento no influye en la profundidad de erosión local mientras $D/d_{50} < 50$. Para erosión local en pilas, Ettema (1980) explicó que para sedimentos mal graduados, los granos individuales son relativamente grandes para la fosa excavada, y la erosión comienza a impedirse por el efecto de acorazamiento que se da dentro de la fosa, donde la porosidad del lecho disipa algo de la energía erosiva del flujo descendente y del vértice herradura.

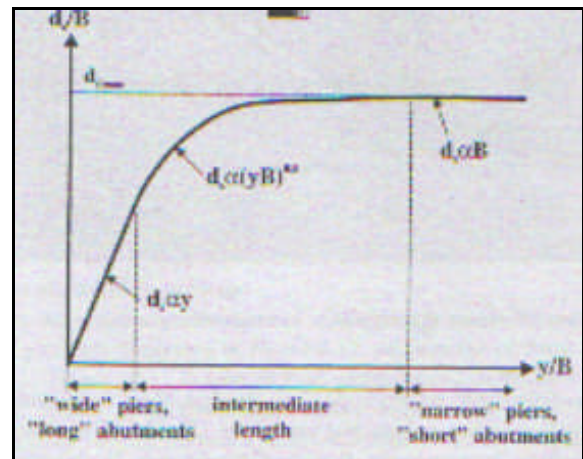


Figura 2.4. Variación de la profundidad de erosión con la profundidad del flujo adimensional según Melville y Coleman (2000)

2.3.2.4 Efecto del Froude de pila, Fr_p

Ettema et al. (1998) estudia los efectos de escala sobre los experimentos de erosión local en pilas. Los resultados muestran que la profundidad de erosión no respeta la escala lineal con el ancho de la pila a menos que exista una completa similitud geométrica de la pila, del flujo y de las partículas de sedimento, condición difícil de lograr por las limitaciones de laboratorio. La no linealidad puede llevar a que estudios de erosión local en laboratorio produzcan resultados de profundidades adimensionadas de erosión con el diámetro de pila mayores que lo que probablemente ocurra en campo.

Los datos de Ettema et al. (1980) muestran que la profundidad de erosión, relativa al ancho de la pila, pueda crecer con el número de Froude de pila, $V/(gD)^{0.5}$ ($=Fr_p$). El parámetro V^2/gD es útil para describir el gradiente de energía del flujo en torno a la pila. Puede ser considerado para expresar la relación entre el término cinético de la carga hidráulica $V^2/2g$ y el ancho del pilar. La similitud del campo de flujo requiere la preservación de los patrones de flujo así como de la escala del término de carga hidráulica de presión a lo largo de las trayectorias del flujo con la escala geométrica relacionando un modelo de pila en el laboratorio con una pila en campo. Para el mismo término cinético de carga hidráulica $V^2/2g$, gradientes más pronunciados ocurren para pilas más angostas. Un pilar más angosto implicará un menor valor de d_s/D que un pilar más ancho en las mismas condiciones de flujo.

Ettema et al. (1998) ha presentado insuficientes datos para posibilitar la cuantificación de la influencia de Fr_p en la profundidad de erosión local en pilares. Estudios suplementarios pueden demostrar la necesidad de agregar un factor que tenga en cuenta los efectos de Froude de pila en el método de diseño.

2.3.2.5 *Efecto del Tiempo*

El parámetro tiempo ha sido considerado en particular en este trabajo. A cuenta de lo que se presente en Capítulos posteriores, aquí se introduce el efecto de este parámetro en el proceso erosivo según indica la recopilación bibliográfica.

En el proceso erosivo, el ritmo con el que se alcanza la fase de equilibrio depende de la existencia o no de transporte generalizado de sedimento en el flujo de aproximación. No habiendo transporte (agua clara), el progreso en profundidad de la fosa de erosión induce a la disminución de las velocidades y de las tensiones razantes en su interior hasta que se dan valores que son insuficientes para arrastrar el material de la fosa, lo que sucede luego de un intervalo de tiempo considerablemente largo. A medida que la fosa de erosión se desarrolla, el ritmo de socavación se reduce gradualmente y la profundidad de la fosa de erosión tiende

asintóticamente a un valor de equilibrio. Este equilibrio es correctamente designado como equilibrio estático, en contraposición con la situación que se describe a continuación.

En el caso de existir transporte de sedimento generalizado en la proximidad de la pila en el transcurso del proceso (lecho vivo), hay simultáneamente remoción de sedimento del fondo original y deposición de sedimentos transportados de aguas arriba en el interior de la fosa. En la fase inicial, la cantidad de material que sale de la fosa excede la cantidad que entra, por lo que la erosión progresa. Al cabo de algún tiempo, la cantidad de material que entra en la fosa prácticamente iguala a la que sale. En este caso, el equilibrio es alcanzado en mucho menos tiempo que en el caso de agua clara. Se trata de un equilibrio dinámico, en el cual la profundidad de erosión oscila en el entorno a un valor. Estas oscilaciones son consecuencias de las periodicidades con que el material sólido transportado desde aguas arriba alimenta la fosa de erosión, lo que refleja el pasaje de configuraciones de fondo aluvionar (ripples, dunas, etc). En este contexto se define una profundidad de erosión máxima $d_{s\max}$ y una profundidad de erosión de equilibrio d_s , que corresponde al valor medio en torno del cual oscila $d_s(t)$ después de ser alcanzado el equilibrio dinámico.

La evolución temporal de la profundidad de la fosa de erosión que se acaba de describir se encuentra esquematizada en la figura 2.2, tanto para erosiones en agua clara como en lecho vivo. Las dos situaciones son caracterizadas en términos de velocidad media del flujo no perturbado o de cercanías, V , teniendo en el primer caso $V/V_c < 1$, y en el segundo $V/V_c > 1$.

2.3.3.- **Ecuaciones de Diseño de Profundidades de Erosión Local de Equilibrio**

La estimación de la profundidad de erosión ha atraído considerablemente el interés de investigación, y una numerosa cantidad de métodos de predicción existen en el presente. La predicción de algunos de los más conocidos métodos fueron comparados con una gran cantidad de datos de campo por Johnson (1995). Si

bien en ese trabajo se concluye que es necesario continuar esa investigación se sugiere que existen métodos de predicción de erosión en pilas aceptables para determinados rangos dados de parámetros de flujo. Un análisis de la bibliografía sobre el tema de socavación local en pilas sugiere la posibilidad de clasificar a las formulaciones existentes en dos grandes grupos: por un lado aquellas que se basan en relaciones puramente empíricas sobre datos observados, y por el otro las que procuran sobre la base de una relación formal supuesta (que podría ser el formato dado por la relación 2.3) analizar la forma de las funciones en base a los mecanismos dominantes ya mencionados y calibrar sus parámetros a partir de datos experimentales. En el primer grupo pueden enmarcarse las ecuaciones CSU o HEC-18 (Richardson y Davis, 1995) y de Su (1995), mientras que en el segundo grupo pueden incluirse algunas formulaciones más modernas como las de Melville y Coleman (2000), Franzetti et al. (1998) y Sheppard (2003).

2.3.4.- Limitaciones de los Métodos de Estimación de Erosión Local.

El ingeniero ha sido forzado a utilizar relaciones experimentales que pueden no ser adecuadas debido a la gran cantidad de variables intervinientes en el fenómeno. Los métodos desarrollados para la estimación de las máximas socavaciones se basan en criterios conservadores, dada la insuficiencia de datos para evaluar algunas de las variables en juego. En resumen, el complejo proceso de socavación que ocurre en las pilas de puentes, así como los factores de escala y condiciones de similitud de los modelos físicos comprometen la posibilidad de realizar una modelación del fenómeno que sea representativa, y por tanto el desarrollo de una metodología de estimación de la profundidad de erosión local con cierta precisión para un amplio rango de validez.

La gran mayoría de los procedimientos para la estimación de la profundidad de erosión local hasta hoy desarrollada están basados en datos de laboratorios derivados de modelos ideales del cruce de un puente. Las ecuaciones tienen

limitaciones debido a este enfoque ideal. Las características limitantes de los estudios se basan en el uso de:

- Modelos de fundaciones rígidas e idealizadas
- Canales de laboratorios típicos: rectos y rectangulares
- Flujos uniformes y estacionarios
- Material del lecho de tamaño uniforme, homogéneo y no-cohesivo.

En la realidad, donde se encuentra el cruce de un puente, estas condiciones son sustancialmente diferentes a las representadas en laboratorio, por lo que se debe tener sumo cuidado en la aplicación de las ecuaciones. Sin embargo, en general, las ecuaciones desarrolladas proporcionan resultados de la profundidad de erosión local en todas las situaciones muy conservativos, ofreciendo una excesiva sobreestimación de la profundidad de erosión.

Existen escasos análisis de la bondad en base a datos de laboratorio y de campo de los métodos actualmente disponibles para estimar las profundidades de socavación local en pilas de puentes, entre los que se destacan Farias (2004) y Johnson (1995). Estos trabajos concluyen que los métodos presentan importantes limitaciones. Dichas limitaciones se debe a que la gran mayoría de las formulaciones, como la ecuación CSU o HEC18 (quizás la fórmula más difundida para evaluar la socavación local), están basadas en datos de laboratorio que no han sido tratados debidamente en su análisis inicial. Por lo tanto resulta necesario revisar dichas ecuaciones incorporando nueva información experimental (de laboratorio y de prototipo), y ampliando los rangos de los parámetros fundamentales. A su vez se agrega que las predicciones que se obtienen con las ecuaciones pueden conducir a errores importantes, aunque en la gran mayoría de las fórmulas estos son sobreestimaciones de las socavaciones máximas, resultando en diseños de las estructuras de cimentación demasiado conservadores. Los autores antes citados reconocen que es necesario recopilar más datos de socavación en ríos a fin de profundizar los análisis

de las bondades y limitaciones de las formulaciones existentes.

2.4.- Evolución Temporal de la Profundidad de Erosión Local Bajo Condiciones de Flujo Estacionario

Las ecuaciones de erosión en pilas comúnmente usadas fueron desarrolladas por Melville y Sutherland (1988), Richardson y Davis (1995), Hancu (1971), y Bresusers et al. (1977) entre otros, como se ha señalado en el punto anterior. Estas ecuaciones fueron propuestas para estimar solo la profundidad de erosión de equilibrio o máxima. Algunos investigadores, por ej., Bresusers et al. (1977), Melville y Chiew (1999), sugirieron que el tiempo correspondiente a la profundidad de erosión de equilibrio puede llegar a ser infinito o ilimitado, en base a que el equilibrio de la profundidad de erosión en condiciones de flujo en agua clara es alcanzado asintóticamente con el tiempo. En base a estudios de escala de tiempo de erosión local, Melville y Chiew (1999) concluyeron que el 50-80% de la profundidad de erosión de equilibrio se logra luego del 10% del tiempo de equilibrio, dependiendo de la velocidad del flujo de aproximación. Por ejemplo, se puede inducir que si las condiciones de diseño persisten durante un 10% del periodo de tiempo en el que se alcanza la erosión de equilibrio, la profundidad de erosión de diseño es, al menos, del orden de 20-50% menor que la profundidad de equilibrio, dependiendo de las características hidráulicas del flujo predominante. En este contexto, la variación temporal de la profundidad de erosión asume importancia y forma una herramienta significativa para el cálculo de la profundidad de erosión local.

2.4.1.- Efecto del Tiempo en la Erosión Local

Como se introdujo en el punto anterior, el efecto del tiempo y de la velocidad media del flujo están interrelacionados, teniendo en cuenta que las erosiones locales pueden darse para dos condiciones de transporte de sedi-

mentos esencialmente distintas: agua clara y lecho vivo.

Como también se indicó anteriormente, la profundidad de la fosa de erosión aumenta rápidamente en la fase inicial del proceso. En las zonas donde el ángulo del talud de la fosa en formación tiende a ser mayor que el ángulo de reposo interno del material sumergido, ocurre un deslizamiento de cantidades considerables de material hacia el fondo de la fosa. Esas partículas quedan, entonces, disponibles para ser removidas y transportadas hacia aguas abajo. A través del proceso de deslizamiento los límites de la fosa de erosión avanzan hacia los lados y hacia aguas arriba. De esta forma, la fosa puede extenderse para zonas donde la tensión de arrastre son menores que las tensiones críticas. Los sedimentos son transportados por suspensión y por arrastre hacia aguas abajo, siendo depositados próximos al borde de aguas abajo de la fosa. Esta duna formada por los sedimentos depositados, va siendo empujada hacia aguas abajo durante el desarrollo de la fosa.

Independientemente de la situación, tanto para erosiones en agua clara como en lecho vivo, las curvas de la figura 2.2 pueden ser subdivididas en tres tramos que corresponde al mismo número de fases que presenta el proceso erosivo: fase inicial, fase principal y fase de equilibrio. Estas son fácilmente identificables en base al cambio de pendiente en la representación de la evolución de la profundidad de erosión contra el logaritmo del tiempo.

2.4.2.- Revisión Bibliográfica

A continuación se presenta una revisión bibliográfica, a partir del análisis realizado por Oliveto y Hager (2002), Mia y Nago (2003) y Miller (2003), que refiere a estudios en los cuales la progresión temporal de la erosión fue considerada principalmente para condiciones de agua clara con un lecho de sedimentos inicialmente plano.

El más antiguo y completo estudio experimental de erosión en pilas de puentes fue llevado a cabo por Chabert y Engeldinger (1956). Se utilizó un canal de 0.80 m de ancho con cuatro diferentes diámetro de pila entre 0.05 a

0.15 m., sedimento uniforme con cuatro tamaños de grano entre 0.26 y 3.2 mm, y tres profundidades de flujo 0.10, 0.20 y 0.35 m. Estos estudios se ampliaron en un segundo canal de 3.0 m de ancho conteniendo sedimento uniforme de 3 mm. Además de un pilar cilíndrico de 0.15 m de diámetro fueron ensayados otras 5 formas de pilas. También se llevaron a cabo experimentos adicionales con el objetivo de encontrar el óptimo arreglo para la protección de la erosión. El estudio total incluyó alrededor de 300 experimentos con duraciones de algunas horas hasta varios días. A pesar de la gran cantidad de datos colectados, no se estableció ninguna relación general de erosión. Esos datos no han sido sistemáticamente analizados hasta ahora. La Universidad del Estado de Colorado (CSU 1962) publicó un informe con algunos datos temporales de erosión para arena fina.

Shen et al (1966) condujeron 21 experimentos usando un solo diámetro de pila y tipo de sedimento pero variando las condiciones hidráulicas (profundidad del flujo, velocidad media del flujo) tanto para condiciones de agua clara como de lecho vivo. A partir de sus datos, desarrollaron una ecuación empírica para la profundidad de erosión local en función del tiempo.

Sobre la base de los experimentos de LeFebvre (1965), y utilizando los datos de Chaber y Engeldinger (1956) para calibrar su modelo, Cartens (1966) presentó un modelo a partir de un balance de sedimento entre la geometría de la fosa de erosión y el sedimento transportado hacia fuera de la fosa, aproximando la geometría de la fosa a un volumen troncocónico truncado de base circular.

Dietz (1972) investigó la erosión local en pilas para sedimento uniforme de densidad artificial 1.045 t/m^3 . Estos experimentos son una base importante para verificar el efecto de la densidad en la erosión local en pilas.

Cunha (1975) concluyó del análisis de la bibliografía, que la gran mayoría de los experimentos de la literatura hasta ese entonces duraron menos de 2 o 3 horas, y que las ecuaciones propuestas fueron basadas en series de datos aislados. Para sus propios datos, Cunha

introdujo una relación potencial para la condición de equilibrio, que fue alcanzada solo por tres de sus ensayos.

Nakagawa and Suzuki (1975) desarrollaron experimentos para una pila cilíndrica y concluyeron que la máxima erosión ocurría en el plano de simetría y sólo dependía del vórtice de herradura. La conclusión de este estudio fue que el modelo desarrollado a partir de este trabajo, en base a la fuerza del vórtice, se adaptaba perfectamente a los experimentos en su fase inicial, aunque no ocurría lo mismo en la fase final. Lo argumentaron en función de que no tuvieron en cuenta la disminución de la capacidad de transporte que se daba en el foso.

Ettema (1980) llevó a cabo un extensivo estudio experimental sobre la variación temporal de la erosión alrededor de pilas en lechos de sedimento uniforme, no uniforme y estratificado.

Franzetti et al. (1989) condujo experimentos de larga duración para comprobar si existe una erosión final y encontró que si ocurre, pero solo luego de transcurrir 100 horas de ensayo. Ballio et al (2000) observó el estado de no equilibrio luego de más 1000 horas de duración de ensayo. En ambos programas de ensayo se utilizaron plásticos como material del lecho.

Yanamaz y Altibilek (1991) llevó a cabo ensayos de pilas de puentes en condiciones de agua clara en un canal rectangular de 0.67 m de ancho. Se ensayaron pilares de forma circular y rectangular entre 47 y 67 mm, ubicadas sobre sedimento casi uniforme con tamaño de grano de 0.84 y 1.07 mm. Estos autores condujeron un análisis semiempírico de la dependencia del tiempo en la profundidad de erosión local alrededor de pilas, utilizando la ecuación de continuidad de sedimento para la fosa de erosión alrededor de la pila, lo que permite estimar la profundidad de erosión en función del tiempo a través de la resolución de una ecuación diferencial. Es de notar la representación adimensional del tiempo realizada, involucrando parámetros geométricos y granulométricos.

Kothyari et al. (1992) utilizaron un canal rectangular de 1 m de ancho y pilares de puente de entre 0.065 y 0.17 m de diámetro, en lecho de sedimento uniforme entre 0.40 y 4.0 mm, y mezclas con tamaño medio de grano de 0.50 y 0.71 mm y desviaciones estándar superiores a 7.8. Estos autores implementaron un esquema computacional para predecir la profundidad de erosión, tanto para estado estacionario como para estado no estacionario del flujo, que involucra un número de constantes empíricas. En este trabajo se muestra que cuando estamos cerca de las condiciones de equilibrio la máxima profundidad de erosión varía casi linealmente con una expresión similar a la del número de Froude sedimentológico.

Estos autores desarrollaron un modelo empírico, donde se asume que la profundidad de erosión evoluciona con el tiempo según una curva exponencial decreciente, al igual que Shen et al (1966).

Chiew y Melville (1996) y Melville y Chiew (1997) presentaron una gran cantidad de datos de laboratorios que describen la evolución temporal de la erosión local en torno a pilares de puentes cilíndricos bajo condiciones de agua clara. Observaron la tendencia asintótica de la evolución de la profundidad de erosión con el tiempo, y analizaron la evolución temporal de la profundidad de erosión respecto al tiempo de la profundidad de erosión de equilibrio. Melville y Chiew (1997) mostraron también que tanto la erosión final de equilibrio como el tiempo de duración necesario para que ésta se alcance están sujetos a la misma influencia de las propiedades del flujo y del sedimento. Lo mostraron a través de observar la dependencia del tiempo de equilibrio adimensional (Vt_e/D) con la profundidad del flujo adimensional (h/D), la intensidad de flujo (V/V_0) y el inverso del tamaño del sedimento adimensional (D/d_{50}).

Melville y Chiew (1999) desarrollaron un método para predecir la variación temporal de la erosión local en pilas cilíndricas de puentes en lechos de arena uniforme basado principalmente en sus datos y en los de Ettema (1980). Como casi la mayoría de los autores Melville y Chiew (1999) no detectaron efectos viscosos e

introdujeron un tiempo de equilibrio que corresponde al momento en que se alcanza el 95% de la erosión máxima final. Este procedimiento para la estimación de la evolución temporal de la profundidad de erosión difiere de otros estudios en que incluye la erosión de equilibrio.

Cardoso y Bettés (1999) desarrollaron experimentos en un canal de 2.44 m de ancho y 22 m de largo, teniendo una planicie lateral, considerando seis estribos entre 0.147 y 0.80 m y un sedimento casi uniforme de 0.835 mm de tamaño de grano. Los autores encontraron que la interacción entre la planicie y el canal principal fue relativamente pequeña, y la erosión en la planicie fue considerada como en un canal rectangular.

Oliveto y Hager (2002) presentan una nueva formulación de estimación de la evolución temporal de la profundidad de erosión local en función de la profundidad del flujo y de la velocidad de acercamiento, el efecto de la granulometría del sedimento fue incorporado por medio del número de Froude sedimentológico. Esta formulación presenta un análisis dimensional coherente, aunque no termina de explicar bien los efectos viscosos y en particular la exclusión de los mismos del análisis. La ecuación está basada en: (1) analogía con la resistencia hidráulica, (2) implica similitud de Froude, (3) tiene en cuenta la longitud de referencia y la velocidad de referencia y (4) separa los efectos de la geometría del obstáculo, de la dinámica del fluido, de la granulometría y del tiempo en función de un tiempo de referencia.

En este trabajo se ha encontrado que el parámetro dominante que gobierna el proceso de erosión es el número de Froude sedimentológico ($F_d = V/(gd_{50}(rs-r)/r)^{1/2}$). La escala de tiempo de referencia $t_R = z_R / (s^{1/3} (g' d_{50})^{1/2})$ se ha determinado a partir de la velocidad de referencia $V_R = (g' d_{50})^{1/2}$ y de la longitud de referencia $L_R = D^{2/3} h^{1/3}$ e incluye los efectos de la densidad, distribución de tamaño del sedimento y elementos geométricos.

Las principales limitaciones de este modelo son:

- el tamaño de grano es mayor a 0.80 mm con el fin, según los autores, de excluir los efectos viscosos
- el canal es de sección rectangular
- las pilas son circulares
- la profundidad de flujo es mayor a 5-10 veces el tamaño de grano para excluir efectos de la macro rugosidad
- el flujo se mantiene constante y en condiciones de agua clara

Miller (2003) desarrolló un modelo matemático semiempírico para la evolución temporal de la profundidad de socavación alrededor de pilas cilíndricas. Este trabajo asume que la geometría de la fosa es un cono circular invertido que mantiene una pendiente constante, e igual a la pendiente de reposo interna del sedimento del lecho, a través de todo el proceso erosivo. Este modelo utilizó como función de transporte de sedimento una función común de transporte de sedimento en lecho horizontal. Tanto para el ajuste del modelo y su verificación realizó ensayos en la Universidad de Florida (Estados Unidos), cuyos resultados fueron complementados con investigaciones en la Universidad de Auckland (Nueva Zelanda).

Mia y Nago (2003) propusieron un método de diseño para predecir la profundidad de erosión con el tiempo. Fue llevado a cabo un programa experimental usando un canal de 60 cm de ancho con una pila cilíndrica de 6 cm en un lecho de sedimento uniforme ($d_{50}=1.28$ mm, $s_g=1.29$) bajo condiciones del flujo de agua clara. La profundidad de erosión fue calculada sobre la base de la ecuación de transporte de sedimento. El equilibrio de la profundidad de erosión local es alcanzado cuando la tensión de corte en el lecho tiende a la tensión crítica de corte del lecho dentro de la fosa de erosión. Los autores presentaron la eficiencia de su método a través de la comparación con datos experimentales de varias fuentes.

La revisión presentada muestra la mayoría de los trabajos que fueron desarrollados en los últimos 20 años con el objetivo de entender la evolución temporal de la erosión. En el Capítulo

5 se estudia con mayor detalle la evolución temporal de la profundidad de erosión local en pilas de puentes, en particular se detallan las formulaciones y metodologías existentes consideradas mas relevantes.

2.5.- Antecedentes a Nivel Nacional

A nivel nacional, se debe destacar en primer lugar los trabajos sobre sedimentación y erosión desarrollados, en la década del 60, en el entonces llamado Departamento de Mecánica de los Fluidos del Instituto de Máquinas de la Facultad de Ingeniería y Agrimensura, por el Prof. Ing. Oscar Maggiolo. En particular, resultan de interés el estudio realizado que diera origen a los informes: “Socavación Localizada en las Pilas del Puente Sobre el Brazo de Desagüe de la Laguna Garzón” de diciembre de 1960 y “Local Bed Scour Around Obstacles in Rivers” de septiembre de 1961.

Otro antecedente, es sobre la necesidad de incluir la variable tiempo en el cálculo de la socavación de estribos, a partir del diagnóstico y proyecto de reparación de un puente ferroviario en el departamento de Treinta y Tres, colapsado en octubre del año 2001. En ese caso se desarrolló una investigación en el IM-FIA que motivara un artículo presentado en el XX Congreso Latinoamericano de Hidráulica (IAHR), La Habana, Cuba (Teixeira y López, 2002) y que fuera el punto de partida de la línea de investigación que ha dado origen a esta tesis.

2.5.1.- Trabajos del Prof. Ing. O. Maggiolo en la década del 60

Los estudios de la década del 60 fueron desarrollados ante la solicitud de determinar la socavación localizada previsible en las pilas de un puente que se proyectaría construir sobre el desagüe de la Laguna Garzón. Como testimonio de él se encuentra el informe “Socavación Localizada en las Pilas del Puente Sobre el Brazo de Desagüe de la Laguna Garzón” de diciembre de 1960.

Ese trabajo se basa en un análisis experimental de la profundidad máxima de erosión alrededor de pilas cuadradas. Para esto, se realizaron ensayos en un canal especialmente construido de 11.00 m de longitud, 1.50 m de ancho y una altura total de 0.70 m, que se ilustra en la figura 2.5. Se dispuso en el fondo de este canal una capa de 0.10 m de espesor de sedimento cuyo diámetro medio era de 1.9 mm. La alimentación de agua se realizó desde la planta general de bombeo del laboratorio alcanzando una capacidad máxima de 200 L/s. Se modelaron pilas cuadradas de 1.5, 5, 10, y 26.5 cm de lado.

Como parte de los resultados experimentales se presenta, en la figura 2.6, el relevamiento taquímetro realizado.

A pesar de los resultados presentados por Maggiolo para la determinación de la profundidad de socavación máxima en torno a la pila cuadrada del prototipo, el autor aconseja tomar un coeficiente de seguridad no menor a 2 sobre esos valores, con motivo de cubrir las diferencias presentes entre el escurrimiento en laboratorio y en la naturaleza.

Este mismo análisis experimental dio lugar al estudio mas generalizado plasmado en el informe “Local Bed Scour Around Obstacles in Rivers” de septiembre de 1961, cuya base son los resultados y observaciones antes mencionadas. Como complemento en este trabajo se presenta la evolución de la profundidad de erosión frente a la pila, presentado en la figura 2.7, concluyendo que la profundidad de erosión de equilibrio se alcanza con una ecuación exponencial.

Al presentar los resultados de profundidad de erosión de equilibrio en función de la profundidad de agua ambos adimensionados con el ancho de pila, observó que para profundidades adimensionadas de agua menores a 5 el comportamiento es similar al reproducido por la relación encontrada por Laursen y que la curva presenta un máximo en el entorno de ese valor. A su vez, avanzó en una expresión analítica para la profundidad de erosión de equilibrio y varias simplificaciones. Maggiolo concluyó que como una primera aproximación, la profundidad de erosión local máxima

frente a un obstáculo puede ser expresada en función del ancho del mismo y puede ser estimada por la siguiente relación 2.4.

$$ds_{\max} = 2.32D \quad \text{Ec. 2.4}$$

Cabe remarcar que este valor obtenido por Maggiolo en la década del 60 es similar a los trabajos más recientes en cuanto a la estimación de la profundidad de erosión máxima posible. Por ejemplo, la profundidad de erosión máxima posible sugerida por Melville y Coleman (2000) y por otra parte Richardson y Davis (1995) para valores de $Fr < 0.8$ es:

$$ds_{\max} = 2.4D \quad \text{Ec. 2.5}$$



Figura 2.5. Instalaciones de los ensayos según Maggiolo (1960).



Figura 2.6. Relevamiento taquímetro según Maggiolo (1960).

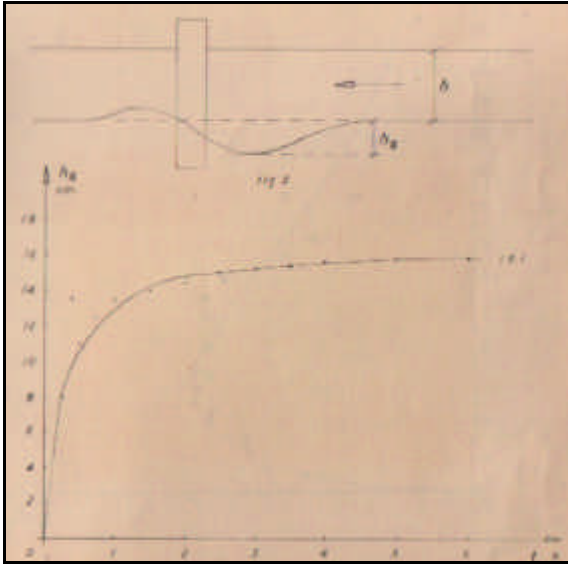


Figura 2.7. Resultados de evolución temporal de la erosión según Maggiolo (1960).

2.6.- Resumen y Conclusiones

Este Capítulo se orientó a reconocer los trabajos desarrollados en cuanto a profundidad de erosión local de equilibrio y en particular de la evolución temporal de ésta para estado estacionario y no estacionario en lechos de material granular no cohesivo. Por tanto no han sido presentados, si bien han sido recopilados y analizados, otros trabajos existentes en la bibliografía en torno a erosión local como son: erosión local en estribos de puentes, erosión local sobre lechos de material cohesivo, medidas de protección de las fundaciones de puente frente a la erosión local, modelación numérica del flujo en torno a la pila y del proceso de erosión local y artículos que abordan con un enfoque probabilístico la problemática de la erosión local en pilas de puentes.

A nivel nacional, se deben destacar los pioneros trabajos sobre sedimentación y erosión desarrollados, en la década del 60, en el entonces llamado Departamento de Mecánica de los Fluidos del Instituto de Máquinas de la Facultad de Ingeniería y Agrimensura, por el Prof. Ing. Oscar Maggiolo.

En lo que respecta a la descripción del flujo en torno a la pila los investigadores de la erosión en torno a estructuras están básicamente de acuerdo. También coinciden en que los prin-

cipales motores de la erosión en torno a una pila son el flujo secundario descendente y el vórtice herradura. Pero en cuanto al peso relativo del flujo descendente y del vórtice herradura en el proceso erosivo difieren en algunos aspectos. Mientras hay autores que dicen que el vórtice herradura participa activamente en la erosión del fondo tanto hacia aguas arriba como hacia aguas abajo, hay otros que dicen que el vórtice herradura es una consecuencia de la erosión, no la causa de la misma, aunque reconocen que se transforma en efectivo en el transporte de sedimento fuera de la fosa de erosión. Respecto al proceso general del desarrollo de la fosa de erosión, se ha encontrado un acuerdo generalizado entre los varios autores que han estudiado el tema, con diferencias en detalles, como la posición exacta del comienzo de la fosa.

El fenómeno de erosión local es sumamente complejo, por lo que la inmensa mayoría de las investigaciones son empíricas. El abordaje empírico ha llevado a expresiones para la erosión de equilibrio, como la de Melville y Coleman (2000), Richardson y Davis (1995), entre otros, en la que las fórmulas se descomponen en factores que dependen de distintas variables independientemente y luego multiplican esos efectos. Por otra parte, presentan ciertas limitaciones relacionados a los problemas de escalado y a la simplificación que se realiza en el laboratorio de la realidad.

Debido a que las fórmulas prácticas que se suelen emplear para estimar la profundidad de socavación de equilibrio se basan en su gran mayoría en aproximaciones experimentales, el análisis dimensional del fenómeno y el posterior análisis de los datos experimentales disponibles resultan una tarea imprescindible. A pesar de que existe una considerable cantidad de trabajos en torno a esta temática no existe uniformidad entre los distintos autores sobre la mejor formulación a emplear y el peso de los distintos parámetros en juego.

En otro orden, los trabajos desarrollados hasta la fecha no terminan de explicar bien varios aspectos como ser: los efectos viscosos y en particular la exclusión de los mismos en análisis del proceso erosivo y la importancia del

número de Froude de pila en las formulaciones de estimación de la profundidad de erosión de equilibrio. Consecuentemente, es necesario mayor estudio, análisis y discusión de la influencia de la viscosidad y del número de Froude de pila en el proceso erosivo.

Entonces, resulta determinante analizar el peso de los distintos parámetros adimensionales que intervienen (en particular la influencia de la viscosidad y el número de Froude de pila) para interpretar los resultados de los experimentos realizados. Esto ha motivado a que, en el Capítulo 4, se desarrolle un estricto análisis dimensional como soporte del estudio de la influencia de las distintas variables en la profundidad de erosión de equilibrio.

Al analizar el efecto del tiempo en la erosión local, hay cierta discrepancia entre los autores acerca de la existencia o no de la erosión de equilibrio. Los autores que consideran que existe erosión de equilibrio analizan el problema estimando por un lado la erosión de equilibrio y por otro limitando ese resultado en función del efecto del tiempo de persistencia de las condiciones hidráulicas en la profundidad de erosión. Los autores que no con-

sideran que haya erosión de equilibrio proponen expresiones de evolución de la profundidad de erosión en función del tiempo. Existen métodos de estimación que van desde la simplicidad que implica calcular aplicando una sola ecuación algebraica hasta modelos que se resuelven con complejos métodos de cálculo o resoluciones de ecuaciones diferenciales. A su vez, las distintas formulaciones existentes que estiman la profundidad de erosión proporcionan un amplio rango de variación de los resultados.

A pesar de las varias investigaciones realizadas y de los avances significativos logrados en las últimas décadas en torno a la evolución temporal de la profundidad de erosión local y siendo notorio que las fundaciones de puentes fallan principalmente durante crecientes, se concluye que este problema no ha recibido hasta ahora la suficiente atención, que los resultados de las investigaciones en la temática son aún limitados y por tanto es necesario continuar avanzando en el conocimiento de este fenómeno

.

ESTUDIO EXPERIMENTAL

3.1.- Introducción

La socavación en pilas de puente es un fenómeno complejo que usualmente ha tenido un tratamiento experimental. Las fórmulas prácticas que se suelen emplear para estimar la profundidad de socavación se basan en su gran mayoría en ese tipo de aproximación. En concordancia este trabajo presenta una fuerte base experimental. A partir de los resultados experimentales se han estudiado: (1) el análisis dimensional de la profundidad de erosión final y (2) la evolución temporal de la profundidad de erosión bajo condiciones de flujo estacionario.

El estudio experimental fue desarrollado en el Laboratorio de Hidráulica de la Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de la Universidad de Castilla-La Mancha (UCLM), España.¹

En este Capítulo se presentan las herramientas experimentales disponibles, las características de los materiales utilizados y el plan de ensayos desarrollado. El apartado 3.2 se dedica a la descripción de las instalaciones: sistema de bombeo, el canal, el sedimento y la instrumentación utilizada. En el apartado 3.3 se

presenta y justifica el plan de ensayos llevado a cabo, tanto para los ensayos preliminares como para los ensayos principales. Los ensayos preliminares analizan las limitaciones existentes asociadas a las instalaciones y aportan elementos para la planificación del trabajo experimental. Los resultados de los ensayos principales son la base de este trabajo e incluyen experimentos de la evolución temporal de la profundidad de erosión local bajo flujo estacionario.

3.2.- Descripción de la Instalación Experimental

3.2.1.- La Infraestructura: El Laboratorio de Ingeniería Hidráulica de la UCLM.

El **Laboratorio de Ingeniería Hidráulica** de la E.T.S. de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de la UCLM cuenta con una zona interior de unos 1500 m² y otra exterior de más de 2000 m² útiles de superficie. Es recorrido por un depósito inferior acumulador de agua de 150 m³ de capacidad, que debido a su ubicación, alrededor de toda la zona bajo techo e incluso con salidas hacia el exterior, permite servir a las diferentes instalaciones. (ver fig. 3.1).

El sistema bombea agua desde el depósito general del Laboratorio a un depósito elevado

¹ Estas actividades fueron financiadas por el Vicerrectorado de Relaciones Internacionales de la Universidad de Castilla-La Mancha (UCLM), España, en el marco de su programa de estancias de investigación de profesores iberoamericanos.

de carga constante, de unos 6 m^3 de capacidad y que mantiene el nivel de agua a una altura de 5 m por sobre el nivel del piso. El bombeo se realiza mediante tres bombas, con una capacidad máxima de 270 L/s. Las diferentes instalaciones son alimentadas desde el depósito elevado de regulación, a través de unas válvulas de accionamiento automático que permiten controlar el caudal proporcionado. El agua sobrante del bombeo en el depósito elevado retorna al depósito general a través de un aliviadero, asegurando una carga constante de agua sobre las válvulas y, por tanto, un caudal fijo proporcionado a la instalación deseada (ver fig. 3.1).

3.2.2.- El Canal

El laboratorio de Hidráulica de la E.T.S. de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de

la UCLM cuenta entre sus instalaciones fijas un canal de pendiente variable que se esquematiza en la figura 3.2.

Es un canal rectangular de 37 m de longitud y 0.75 m de ancho con fondo de acero y paredes de cristal. El canal puede alcanzar una pendiente de hasta el 4%. Posee un sistema de aporte de sedimentos bimodal automatizado. Este canal está proyectado para manejar un caudal de agua de hasta 270 L/s y dos tipos de sedimento: grava y arena. Dispone de dos tolvas alimentadoras de sedimentos con sus básculas respectivas, un trómel separador de los sedimentos a recircular y desarenador para separar el agua y los sedimentos finos. Está dotado de un carro de posicionamiento automatizado.

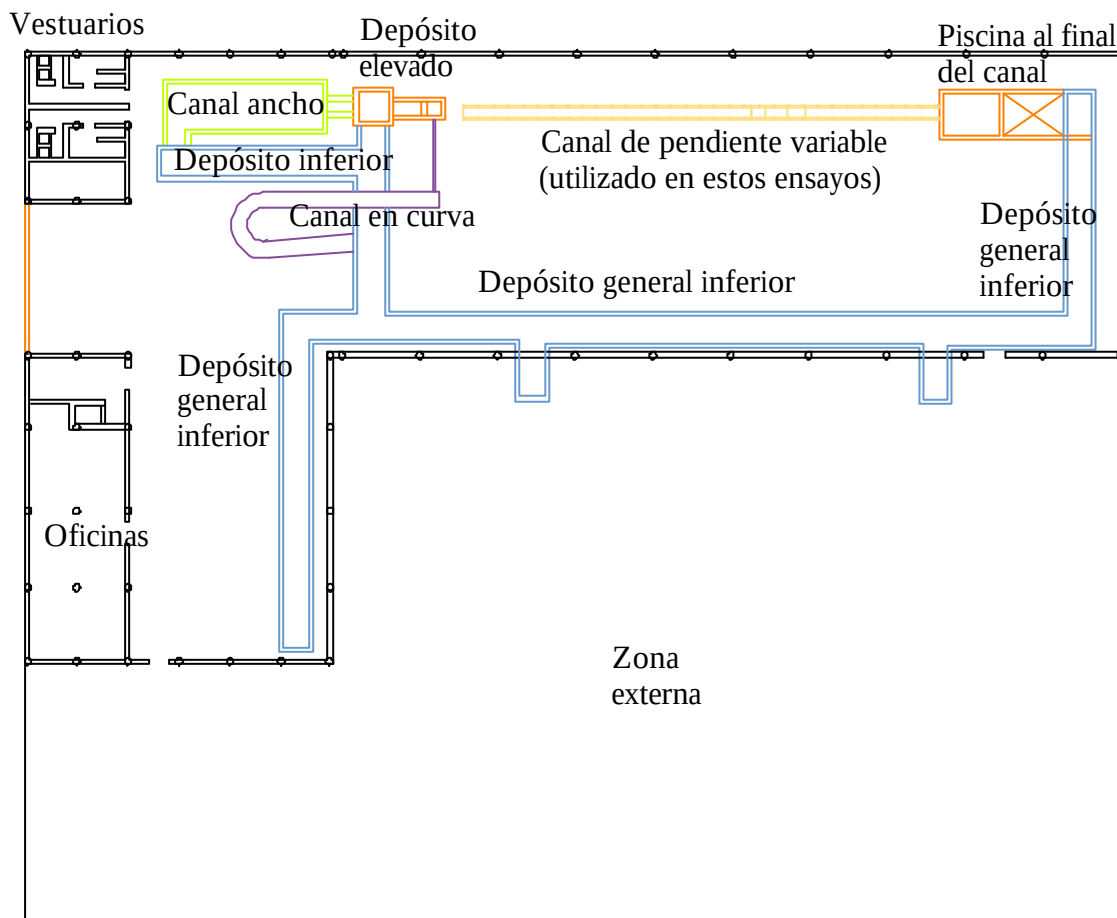


Figura 3.1.- Esquema en planta del Laboratorio



Figura 3.2.- Vista Superior del canal utilizado para los ensayos.



Figura 3.3.- Compuerta batiente al final del canal



Figura 3.4.- Vertedero de cresta delgada ubicado al final del canal

Últimamente, se le ha incorporado un sistema automático de alimentación de agua que se basa en los registros de los caudalímetros ubicados en las tuberías de alimentación del canal. Al digitalizar un caudal solicitado las válvulas alcanzan automáticamente la combinación de aberturas que aseguran ese caudal, se registra el caudal proporcionado y de ser necesario se corrige automáticamente la abertura de las válvulas hasta que se proporciona el valor ingresado. Por otra parte, este sistema de alimentación automática posibilita la simulación de hidrogramas escalonados, lo que en particular hace posible el estudio de la erosión local bajo condiciones de flujo no estacionarios. A su vez y como instrumento de verificación, al final del canal se ubica un vertedero triangular de cresta delgada que posibilita la determinación del caudal que esta circulando en el canal.

La alimentación del canal desde el depósito elevado se realiza a través de tres tuberías flexibles. En el inicio del canal se ubica un sistema disipador de turbulencias que aquietta y uniformiza al flujo y una zona de transición del fondo que evita el transporte de sedimento del lecho, en el ingreso del canal, por acción de la turbulencia local. El agua circula a lo largo de todo el canal, donde se dispone una serie de limnímetros para la toma de datos de profundidades de agua, en particular al inicio, inmediatamente antes de la pila y al final del canal.

La zona de trabajo se ubica a 27 m del comienzo del canal y consta de un cuenco de 3 m de longitud y 0.3 m de profundidad. En medio de la zona de medida, para que sea posible alcanzar profundidades de erosión local mayores, se situó la pila cilíndrica de 9 cm de diámetro. El sedimento fue colocado en la zona de trabajo y a lo largo de todo el canal formando una capa de 7 cm de alto. En esta zona de medidas se halla un carro que se mueve sobre el canal y que está equipado con un sistema de posicionamiento automático en dos direcciones (coordenadas x , z), mientras que en el ancho del canal (coordenada y) la operación se realiza manualmente.

El canal de pendiente variable finaliza, como ilustra la figura 3.2, en una piscina de 4 m de longitud y de 3 m de ancho que funciona, en ensayos con transporte de sedimento, como decantador y depósito de succión para la recirculación de los sedimentos. La profundidad del flujo en el canal se controla a través de una compuerta basculante que rota sobre un eje horizontal (fig. 3.3) ubicada en el extremo de aguas abajo. Antes que el agua regrese al depósito general del laboratorio se sitúa el vertedero triangular de cresta delgada, con sus respectivos aquietador o tranquilizador del flujo y limnómetro, como se observa en la figura 3.4.

3.2.3.- El Sedimento

El material utilizado en los ensayos es un sedimento cuarcítico de densidad constante, la cual puede ser considerada: $r_s \approx 2650 \text{ kg/m}^3$

En cuanto a la distribución de tamaños, en la tabla 3.1 se muestra el resultado del promedio de los 4 tamizados realizados.

Tabla 3.1.- Resultados del ensayo granulométrico

Tamiz	2.5	2.0	1.25	1.0	0.63	0.08
%	99.1	77.83	12.92	10.33	3.36	0
pasa						

En función del análisis de Simarro (2003) se puede decir que las características del sedimento son las siguientes:

- La distribución granulométrica ajusta mejor con la función de distribución normal que con la log-normal. Los resultados de la distribución granulométrica se indican en la tabla 3.2.

Tabla 3.2.- Resultados del ajuste con la distribución normal de la curva granulométrica

$d_{\text{medio}} \text{ (mm)}$	
d16	1.6537
d35	1.2115
d50	1.4833
d65	1.6537
d84	1.8241
d90	2.0959
	2.2204

- Es un sedimento uniforme ya que la desviación estándar de la curva granulométrica,

s_g , es 1.3153, por lo tanto menor a 3 (valor teórico considerado límite entre los sedimentos bien y mal distribuidos).

- El diámetro sedimentológico toma el valor de:

$$d_* = \sqrt[3]{\frac{g \cdot d_{50}^3}{u^2}} \cong 41.82$$

- A partir del diámetro sedimentológico y teniendo en cuenta el ábaco de Shields se puede obtener ahora la tensión crítica de inicio de movimiento: $t_{*c} = t_c / ((s-1)rgd_{50})$, donde $s = r_s/r$ es la densidad del sedimento relativa a la del fluido. El resultado es: $t_{*c} = 0.03938$ y $t_c = 1.053 \text{ Pa}$.

3.2.4.- La Instrumentación

La instrumentación utilizada en el desarrollo de los experimentos ha sido: para medir la cota de la lámina de agua y la cota del fondo, limnómetros de aguja, y para medir la velocidad del flujo en los ensayos preliminares, velocímetros acústicos Doppler.

Los **limnómetros** de aguja utilizados son de accionamiento y toma de datos manual, simple pero precisa y muy confiable. Están provistos de nonius y permiten una precisión útil de unos 0.5 mm. Su precisión teórica es $\pm 0.1 \text{ mm}$, pero dada la fluctuación de la superficie libre en muchos casos de medida hay que considerar que la precisión real es $\pm 0.5 \text{ mm}$. Estos limnómetros (de la firma alemana OTT Hydrometrie) se han utilizado para la medida indirecta del caudal en los vertederos triangulares; para la medida de la profundidad del flujo, en particular en la zona inmediatamente aguas arriba de la pila, y también para medir la posición del fondo. En este último caso, se utiliza una punta fina cuyos 2 últimos cm están pintados de rojo. La medida de la cota del fondo se realiza hincando la punta en el sedimento del lecho hasta que no se aprecie el color (el error en la medida en este caso debe considerarse no inferior al tamaño de grano - 1.65 mm-).

El **velocímetro acústico Doppler** (fig. 3.5) es un instrumento que permite conocer, mediante el efecto Doppler, las tres componentes del

campo de velocidades en un “punto” del fluido.

Como se observa en la figura 3.5, el instrumento consta de un vástago central (emisor) del que salen tres brazos (con receptores). El cuerpo emisor (que debe estar sumergido, al igual que los brazos) envía una señal que, distorsionada debido a la velocidad del fluido, llega a cada uno de los receptores. El punto en el que se pueden conocer las tres componentes de la velocidad es aquél en el que se intersecan las tres rectas perpendiculares a las superficies receptoras de cada una de los brazos, y se encuentra a cinco centímetros del emisor de la señal.

El vástago central cuenta con un receptor además del emisor ya mencionado, lo que permite conocer, si se coloca el ADV en vertical y con el emisor orientado hacia abajo, la distancia desde el fondo hasta el punto en el que se mide la velocidad (siempre que ésta no supere los 20 cm). Debido a que el ADV siempre se ha utilizado orientado como se describe arriba, la necesidad de que el emisor esté sumergido implica que el punto más cercano a la superficie libre en el que se puede medir la velocidad esté unos cinco centímetros por debajo de la misma.

Estrictamente, la velocidad no se mide en un punto sino en un pequeño volumen de muestreo que consiste en un cilindro de 6 mm de diámetro y 9 mm de altura, obteniendo así una velocidad y distancia al fondo representativas de dicho volumen.

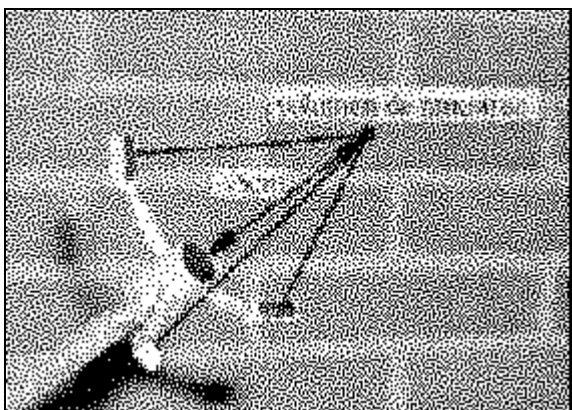


Figura 3.5.- Velocímetro Acústico Doppler según Simarro (2003)

Por último, cabe destacar que los velocímetros acústicos Doppler tienen una frecuencia máxima recomendada de muestreo de la velocidad de 50 Hz, lo que permite realizar un tratamiento interesante de la turbulencia.

3.2.5.- Carro de Medidas

El canal de ensayo posee un carro automático cuya finalidad principal es el desplazamiento y el posicionamiento de la instrumentación (velocímetro y limnómetro). Se trata de una estructura mecanizada liviana de perfiles de aluminio colocada sobre una estructura de hierro desplazable por rieles a lo largo del canal. El carro es impulsado sobre los carriles por un motor en la dirección longitudinal del canal, un segundo motor desplaza la bandeja, a la que se acoplan los instrumentos de medida, en altura, mientras que sobre la cara frontal del carro, en la dirección del ancho, la posición se fija manualmente. De este modo, fija la coordenada y , los instrumentos se pueden desplazar automáticamente para cualquier punto (x, z) (en la dirección longitudinal del canal y en altura). Los motores son paso a paso de alta resolución y precisión si tenemos en cuenta que un paso es una cantidad totalmente insignificante, siendo para 1 mm = 213 pasos. La maniobra de los motores se realiza desde una computadora personal conectada al carro.

3.3.- PLAN DE ENSAYOS

El plan de ensayo ha sido orientado a atender la evolución temporal de la profundidad de erosión local frente a una pila cilíndrica, en condiciones de agua clara bajo flujos estacionarios. En este punto se presenta y justifica el plan de ensayos diseñado y posteriormente desarrollado.

3.3.1.- Ensayos preliminares

Los ensayos preliminares son básicamente ensayos de ajuste. Su objetivo es garantizar la validez de los ensayos principales que atienden directamente la evolución temporal de la erosión local y, a su vez, asegurar una correcta

planificación de esos ensayos. Los propósitos principales de los ensayos de ajuste son:

1. Hidráulica del canal (determinación de la geometría de la pila):
 - identificar el rango de parámetros hidráulicos que se pueden desarrollar en las instalaciones existentes en las condiciones de ensayo (flujo estacionario y no estacionario en agua clara),
 - determinar las condiciones hidráulicas para las que comienza a producirse transporte de sedimento en el canal
 - verificar las condiciones hidráulicas para las que comienza a producirse erosión local en trono a la pila
2. Verificar el desarrollo de la capa límite para las condiciones de ensayo,
3. Ensayos de operación:
 - evaluar la configuración experimental a adoptar en los inicios de ensayos,
 - ajustar el sistema automático de control y medición del caudal.
 - determinar de que manera operar las instalaciones en hidrogramas escalonados para introducir las menores perturbaciones posibles.

Los principales resultados de los ensayos preliminares se pueden resumir en:

1. Para los ensayos llamados de “hidráulica del canal”,
 - el resultado mas importante es la decisión adoptada de ensayar con una pila cilíndrica de 9 cm de diámetro,
 - la abertura de la compuerta fija que permite mayor maniobrabilidad en los parámetros hidráulicos es la del 33% de inclinación respecto al plano vertical (cerrada completamente)
 - para esta abertura de compuerta, el valor máximo de ensayo para el caudal es 80 L/s, mientras que el valor mínimo es de 25 L/s. Las condiciones que cumplen estos caudales es que mantienen flujo en agua clara y producen erosión local en torno a la pila.

2. A partir de los dos ensayos en los cuales se midieron perfiles de velocidad aguas arriba de la pila se puede concluir que la capa límite alcanza a desarrollarse completamente. Por lo tanto la rugosidad introducida por la capa de sedimento ubicada desde el inicio del canal hasta la zona de trabajo es suficiente.
3. Para los ensayos llamados de “operación”:
 - se determinó la configuración de inicio de ensayo que se explicita posteriormente
 - el sistema automático de medición y alimentación del caudal líquido al canal ha sido ajustado. Las diferencias registradas entre las medidas de éste sistema y el resultado del vertedero triangular de cresta delgada fueron siempre menores al 3%, por lo que se consideran despreciables.
 - para los ensayos no estacionarios se concluye que los cambios de escalón de los hidrogramas se deben realizar operando el caudal y manteniendo la compuerta fija durante todo el ensayo. Si se opera la compuerta en los cambios de escalón se corre el riesgo de que la velocidad por el canal durante algunos segundos aumente considerablemente introduciendo mayor error en los registros de profundidad de erosión local.

3.3.2.- Ensayos principales

El estudio experimental se centra en la evolución temporal de la profundidad de erosión para flujos de agua clara en condiciones estacionarias. Para esto, se realizó una serie de ensayos para distintas condiciones hidráulicas (caudales y profundidades de flujo) que se mantienen constantes durante toda la duración del ensayo. En la tabla 3.3, se presentan las características principales de los ensayos desarrollados.

Tabla 3.3.- Resumen de las condiciones de ensayo para flujos estacionarios: caudal circulante Q , profundidad de flujo h , tiempo de duración del ensayo t_{ens} y profundidad de erosión al final del ensayo $d_s(t_{ens})$

Ens	Q (L/s)	h (cm)	tf (h)
E02	70	31.2	9.1
E03	40	16.52	145.2
E04	70	24.11	100.2
E05	25	11.71	43.3
E06	80	26.23	59.2
E07	70	24.4	22.5
E08	65	23.78	22.0
E12	65	19.17	33.0
E13	55	18.31	22.0
E14	40	14.93	24.5
E15	70	22.59	47.4
E16	80	24.4	20.0
E17	65	20.45	22.0
E51	40	14.97	21.7
E52	55	18.05	47.3
E53	65	20.06	32.0
E54	80	25.91	48.0
E55	70	22.28	32.3
E56	25	11.1	71.5
E60	40	17.95	21.8
E61	70	19.85	50.0
E64	55	19.11	57.0
E66	55	18.96	17.7
E70	40	18.01	2.0
E71	40	18.11	30.0
E78	70	20.21	21.6
E81	62	19.39	54.0
E86	47	18.69	70.4
E87	47	18.4	46.0

Como se ha dicho, uno de los propósitos de los ensayos preliminares fue determinar el acondicionamiento necesario de las instalaciones para el **inicio del ensayo** tal que asegure obtener los parámetros hidráulicos de ensayo con la menor perturbación posible y en particular, que no se produzca erosión en torno a la pila.

El proceso de la puesta en marcha de cada ensayo se puede reseñar a partir de los siguientes pasos:

1. el canal se llena lentamente, con caudales muy bajos y con la compuerta de

fondo levantada, de manera que la velocidad de descarga del canal no alcance la velocidad mínima de erosión en torno a la pila.

2. se baja la compuerta hasta lograr la ubicación que asegura la profundidad de flujo deseada para el experimento en las condiciones de ensayo, también lentamente por el mismo motivo.
3. con la compuerta en posición de ensayo, se comienza a subir el caudal hasta un valor apenas menor que aquel que produce erosión local para la posición de la compuerta establecida.
4. una vez dadas esas condiciones límites previas de ensayo, se solicita el caudal de ensayo y se da inicio al mismo.

Como ya fue mencionado, al final del proceso de ajuste no se cumplen exactamente las condiciones para que no exista movimiento y por tanto se produce una erosión durante el proceso de establecimiento del caudal definitivo. Se ha fijado este modo de inicio de los ensayos debido a que el error mencionado es el menor posible, incluso despreciable, ya que el tiempo en que el caudalímetro alcanza el caudal de ensayo es del orden de 30 segundos, mientras que la diferencia entre el inicio de la erosión en la pila y la estabilización de la profundidad de flujo en la zona de trabajo, es decir la estabilización de las condiciones de ensayo, es del orden de 1 minuto y 30 segundos.

El tiempo de inicio del ensayo ($t=0$) se determinó cuando se observó inicio de movimiento en los granos alrededor de la pila. Los incrementos de erosión son mucho mayores al principio del proceso, evolucionando con el tiempo de forma aproximadamente logarítmica. Por tanto, en esta etapa es donde se tiene que concentrar la toma de datos. Generalmente para los ensayos estacionarios y para cada escalón de los ensayos no estacionarios, las lecturas fueron tomadas a $t = 1', 2.5', 5', 7.5', 10', 15', 20', 30', 45', 1h, 2h, 3h$, etc., hasta varias horas e incluso, para varios experimentos, varios días.

La **toma de datos** se centra en el registro de las profundidades de erosión en frente a la pila, a través de la determinación de la posición del fondo. Las medidas de profundidad de erosión local fueron tomadas con limnómetro justo en el frente de aguas arriba de la pila, donde generalmente ocurre la máxima profundidad de erosión local. Se tomaron como medidas complementarias la profundidad de erosión con reglas transparente y autoadhesivas adheridas a la pared de la pila, frente a la pila en el eje longitudinal del canal (igual punto que con el limnómetro) y a 45 grados de este eje hacia aguas abajo (fig. 3.7).

Con el objetivo de verificar las condiciones hidráulicas del canal, en cada ensayo estacionario y de cada escalón de los ensayos no estacionarios, se determinó el caudal circulante por medio de las lecturas del caudalímetro y del vertedero de cresta delgada.

Se registraron las profundidades de flujo al inicio del canal (14 m aguas arriba de la pila), en las cercanías a la pila (0.4 m aguas arriba de la pila) y al final del canal (7 m aguas abajo de la pila).



Figura 3.6.- Ubicación de toma de datos. Vista desde aguas arriba de la pila.

Al finalizar cada ensayo se determinó la distancia entre el borde de la pila y los bordes de la fosa de erosión, tanto laterales como el frontal, obteniendo consecuentemente las pendientes laterales y frontales de la fosa de erosión.

La **duración del ensayo** se determinó de tal manera que si bien no se alcance la erosión de equilibrio nos encontramos en profundidades de erosión suficientemente desarrolladas. En particular, dos ensayos se dejaron evolucionar durante varios días hasta alcanzar la condición de erosión de equilibrio dada por Melville et al. (1999) (el incremento entre dos medidas tomadas con 24 horas de diferencia sea menor al 5%).

Para **finalizar los ensayos** se apaga el sistema de bombeo manteniendo la compuerta de aguas abajo del canal en la misma posición. Con este procedimiento se tienen siempre velocidades de flujo menores a las del ensayo y por lo tanto, la geometría de la fosa no se ve alterada.

En particular para un ensayo, una vez vaciado el canal mediante sus desagües inferiores, se relevó la geometría del fondo con el carro de posicionamiento automático y el limnómetro de aguja. En la figura 3.8, se muestran la ubicación de los 851 puntos en los que se tomaron datos plani-altimétricos del fondo del canal. Como se ve la densidad de puntos aumenta en zona más cercana a la pila.

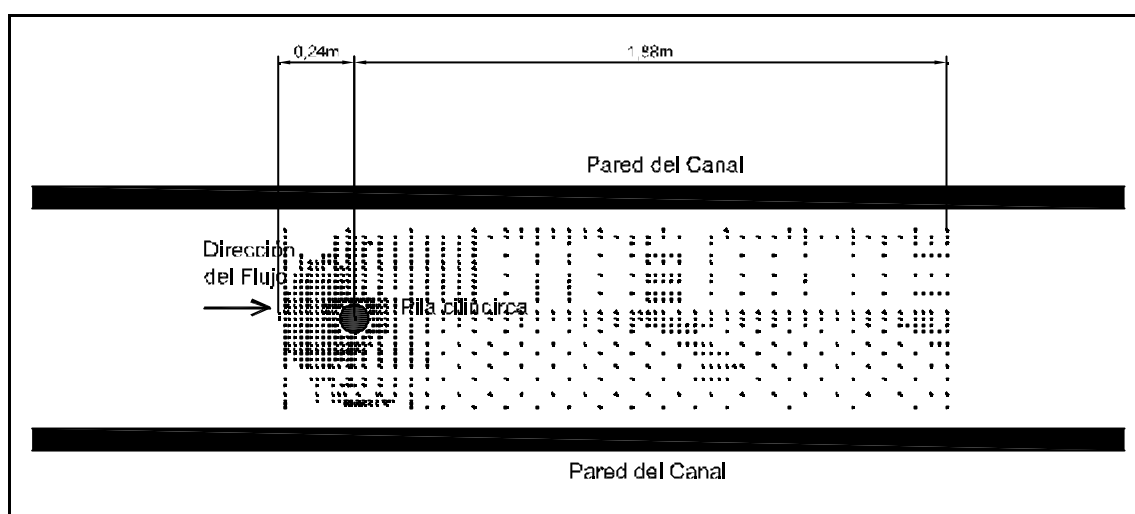


Figura 3.7.- Ubicación de toma de datos del relevamiento plani-altimétrico del fondo al finalizar el ensayo.

ANÁLISIS DIMENSIONAL DE LA EROSIÓN EN PILAS DE PUENTE Y EL ROL DE LA INTENSIDAD DE FLUJO

4.1.- Introducción

La erosión local en pilas de puente es una importante cuestión en la ingeniería civil, ya que es el principal motivo del colapso o derrumbamiento de puentes. El fenómeno ha atraído el interés de investigadores y, debido a su complejidad, usualmente es abordado con un enfoque experimental. (Melville, 1997; Oliveto and Hager, 2002)

Como se detalla en el Capítulo 2, las fórmulas prácticas que se suelen emplear para estimar la profundidad de socavación se basan en su gran mayoría en ese tipo de aproximación, por lo que el análisis dimensional del fenómeno y el posterior análisis de los datos experimentales disponibles resultan una tarea imprescindible. El análisis dimensional es una importante herramienta aplicable a una gran cantidad de situaciones que tiene como propósito fundamental exigir que las expresiones sean dimensionalmente correctas y simplificar el problema al brindar menor cantidad de variables a estudiar. A pesar de que existen una considerable cantidad de trabajos en torno a esta temática no existe uniformidad entre los distintos autores sobre la mejor formulación a emplear y el peso de los distintos parámetros en juego (Ettema et al, 1998).

Resulta determinante analizar el peso de los distintos parámetros adimensionales que intervienen para interpretar los resultados de los experimentos realizados así como para poder fijar las características de ensayos orientados al estudio de casos particulares o bien al análisis general de la erosión de pilas de puente. La posibilidad de simplificar las fórmulas de cálculo también depende del peso relativo de los distintos parámetros, ya que pueden obtenerse formulaciones sustancialmente más sencillas despreciando los parámetros de menor peso relativo y admitiendo un cierto margen de error en los resultados.

En este Capítulo 4 se realiza el análisis dimensional del fenómeno de erosión localizada en pilas de puentes de sección circular, cimentados en lechos no cohesivos de granulometría uniforme, para flujo de agua clara en condiciones estacionarias. En el apartado 4.2, se explora una de las diversas alternativas con que se puede presentar este análisis, eligiendo convenientemente los parámetros adimensionales a incluir. En el punto 4.3 se analiza, sobre la base de datos experimentales publicados en Melville y Chiew (1999) y en Mia y Nago (2003), la dependencia funcional que la profundidad de erosión final muestra respecto a distintos parámetros adimensionales: número

de Reynolds, profundidad del flujo relativo al diámetro de la pila y número de Froude de sedimento o de pila. Mientras que en el apartado 4.4 se presentan formulaciones aproximadas para el cálculo de la profundidad de socavación de equilibrio, teniendo en cuenta su rango de validez, discutiendo sus implicancias prácticas y verificando su comportamiento con resultados de los ensayos realizados en esta instancia. Previo a las conclusiones presentadas en el apartado 4.6, se discute en el punto 4.5 la pertinencia de introducir la intensidad de flujo y su significancia en relación con los efectos viscosos a través de un detallado análisis dimensional del fenómeno que nos involucra

4.2.- Análisis Dimensional

Se considera una pila circular, cimentada en un lecho aluvial no cohesivo, de granulometría uniforme y en condiciones de trabajo de agua clara (ausencia de transporte de sedimentos aguas arriba de la pila). Se admite que el canal es suficientemente ancho como para que la pila no provoque efectos de contracción en el flujo y que los efectos de las paredes laterales sean despreciables.

Se define la profundidad de socavación de equilibrio (d_{se}) Melville y Chiew (1999) como aquella profundidad que una vez alcanzada se incrementa menos del 5% del diámetro de la pila en las sucesivas 24 horas.

Sobre la base de la caracterización de los principales fenómenos físicos que provocan la socavación de pilas de puente circulares, se admite que la profundidad de equilibrio depende de las siguientes variables o parámetros:

- Parámetros del flujo: r, n, g, h, V
- Parámetros del sedimento: r_s, d_{50}
- Parámetros de la pila: D

siendo r la densidad del agua, ν la viscosidad cinemática del agua, g la aceleración de la gravedad, h la profundidad del flujo aguas arriba de la pila, u la velocidad media del flujo aguas arriba de la pila, r_s la densidad del sedimento, d_{50} el diámetro medio del sedimento y D el

diámetro de la pila. De acuerdo con el teorema Pi o de Buckingham se puede obtener, entre otras, la siguiente relación funcional:

$$\frac{d_{se}}{D} = f\left(\frac{V}{\sqrt{gD}}, \frac{h}{D}, \frac{D}{d_{50}}, \frac{VD}{n}, \frac{r_s}{r}\right) \quad \text{Ec. 4.1}$$

Admitiendo que la relación entre densidades del sedimento y del líquido es constante (normalmente $r_s / r = 2.65$), el último número adimensional puede ser eliminado

$$\frac{d_{se}}{D} = f\left(\frac{V}{\sqrt{gD}}, \frac{h}{D}, \frac{D}{d_{50}}, \frac{VD}{n}\right) \quad \text{Ec. 4.2}$$

Asimismo, es usual denominar al primero de los números adimensionales que figuran en el paréntesis como número de Froude de pila:

$$Fr_p = V / \sqrt{gD} \quad \text{Ec. 4.3}$$

Como se ha adelantado, otras relaciones funcionales con distintas variables adimensionales son igualmente posibles. Así, también es válido y equivalente a (4.2) considerar

$$\frac{d_{se}}{D} = f\left(\frac{V}{\sqrt{gd_{50}}}, \frac{h}{D}, \frac{D}{d_{50}}, \frac{VD}{n}\right) \quad \text{Ec. 4.4}$$

siendo en este caso

$$Fr_s = V / \sqrt{gd_{50}} \quad \text{Ec. 4.5}$$

el denominado Froude sedimentológico. Las expresiones 4.2 y 4.4 son válidas y equivalentes para la descripción de la socavación relativa al diámetro de la pila. La importancia de los distintos parámetros adimensionales encontrados puede evaluarse solamente sobre bases experimentales.

En caso de que los efectos viscosos sean despreciables en el fenómeno de erosión local, la presencia de la viscosidad debe obviarse, obteniéndose expresiones de la forma

$$\frac{d_{se}}{D} = f\left(Fr_*, \frac{h}{D}, \frac{D}{d_{50}}\right) \quad \text{Ec. 4.6}$$

pudiendo ser Fr_* el número de Froude de pila o sedimentológico.

4.3.- Análisis de los Datos Experimentales

4.3.1.- Fuentes empleadas

En Melville y Chiew (1999) se presentan los resultados de 45 ensayos realizados por los autores en cuatro diferentes canales y a los cuales se agregan 36 mediciones efectuadas por Ettema y 3 por Graf. Todos los ensayos fueron realizados con pilas circulares, en condiciones de agua clara y con arenas de granulometrías uniformes. Los datos presentados incluyen para cada ensayo los valores de D , d_{se} , d_{50} , h , V , el tiempo en el cual se alcanza la profundidad de equilibrio t_e y la relación V/V_c , siendo u_c la velocidad de inicio del movimiento aguas arriba de la pila.

A los datos presentados por Melville se le agregaron 8 resultados presentados por Ettema (1998) y los presentados por Mia y Nago (2003) que recogen los resultados de 22 ensayos realizados por Mia y Nago (2003), Yanmaz y Altibilek (1991), Chabert y Engeldinger (1956) y Ettema (1980).

Del total de los 114 resultados manejados se eliminaron 18 correspondientes a aquellos ensayos en los que el diámetro de la pila es menor a 4.7 cm, es decir, $D < 0.047$ m. Este límite es recomendado por Oliveto y Hager (2005) ($D < 0.05$ m) con el objetivo de desprestigiar los efectos viscosos. De esta manera se emplearon los datos de 96 ensayos.

Los rangos de las variables involucradas en los ensayos son los siguientes:

- $0.26 \text{ mm} \leq d_{50} \leq 78 \text{ mm}$,
- $47 \text{ mm} \leq D \leq 766 \text{ mm}$,
- $20 \text{ mm} \leq h \leq 600 \text{ mm}$
- $0.165 \text{ m/s} \leq V \leq 1.208 \text{ m/s}$

Los rangos de los parámetros manejados en las expresiones 4.2 y 4.4 en los ensayos analizados son los siguientes:

- $1.70 \leq Fr_s \leq 6.73$,
- $0.13 \leq Fr_p \leq 1.14$,
- $0.07 \leq \frac{h}{D} \leq 11.8$,
- $13 \leq \frac{D}{d_{50}} \leq 901$,
- $8.700 \leq Re_p = \frac{VD}{u} \leq 252.780$

Debe notarse que el parámetro D/d_{50} puede, en casos reales, alcanzar valores sustancialmente mayores a los que se presentan en los ensayos considerados en esta discusión y en general a los que son usuales en ensayos de laboratorio. En cambio el rango de variación de h/D parece cubrir un intervalo importante de los valores posibles en la realidad.

4.3.2.- La influencia del número de Reynolds

La influencia del número de Reynolds, Re_p , en las expresiones 4.2 o 4.4 depende de la importancia de la viscosidad en el proceso de socavación de la pila. Dicha influencia no puede ser establecida ni descartada con claridad a partir de los datos utilizados ya que en general existe una correlación experimental importante entre los valores del número de Reynolds y el número de Froude de pila o el número de Froude del sedimento.

Para la mayoría de los ensayos analizados el flujo aguas arriba de la pila se encuentra en condiciones de flujo turbulento de transición, ya que como se detalla en el punto 4.5, el flujo está en condiciones cercanas al inicio de movimiento y el tamaño del diámetro adimensionalizado del grano está entre $10 \leq d_* \leq 150$ para la gran mayoría de los experimentos, siendo:

$$d_* = \left(\frac{g}{n^2} \frac{r_s - r}{r} \right)^{1/3} d_{50} \quad \text{Ec. 4.7}$$

Sin embargo, presumiblemente, en el entorno de la pila y particularmente dentro de la fosa

de socavación, predominan efectos turbulentos, asociados con las velocidades del vórtice de herradura, aún en la situación de socavación de equilibrio, por lo que la importancia del número de Reynolds podría ser descartada.

4.3.3.- La influencia de h/D

Los datos manejados permiten una pobre estimación de la influencia del parámetro adimensional h/D ya que son pocos los datos correspondientes a valores constantes de los otros parámetros y distintos valores de h/D . En la figura 4.1 se presentan algunos de estos datos.

Puede apreciarse que para los valores presentados no existe prácticamente dependencia del valor de la profundidad de socavación de equilibrio relativa respecto del parámetro h/D .

4.3.4.- La socavación como función del número de Froude sedimentológico o del número de Froude de pila

Sobre la base de los resultados experimentales expuestos puede aceptarse que la relación funcional 4.4 puede reducirse a:

$$\frac{d_{se}}{D} = f\left(\frac{V}{\sqrt{gd_{50}}}, \frac{D}{d_{50}}\right) \quad \text{Ec. 4.8}$$

En la figura 4.2 se presentan los datos experimentales graficando los valores de d_{se}/D como función del valor del número de Froude sedimentológico. Los datos presentados están divididos de acuerdo al valor del parámetro D/d_{50} . Se consideraron solamente las clases que presentan al menos cuatro datos.

Si se representa el conjunto de valores de la socavación de equilibrio en función del número de Froude sedimentológico agrupando los datos solamente en dos clases de acuerdo al valor del parámetro D/d_{50} , a saber $D/d_{50} < 100$ y $D/d_{50} > 100$, resulta que para la primera clase los valores tienden a agruparse como función del número de Froude sedimentológico mientras que para la segunda se dispersan, tal como se muestra en la figura 4.3.

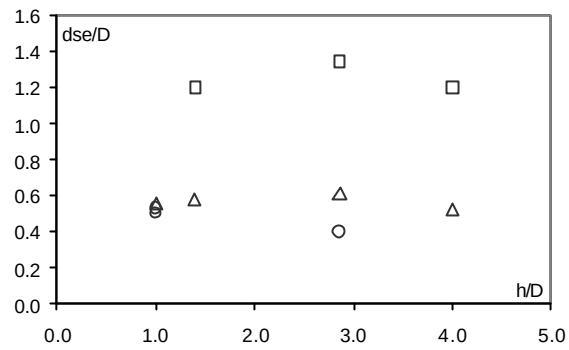


Figura 4.1.- Variación de la erosión en función de h/D para los distintos grupos de valores aproximadamente constantes de los otros parámetros involucrados: cuadrados ($D/d_{50}=73$, $Re=12958$, $Fr_s=1.91$); triángulos ($53 < D/d_{50} < 73$, $11550 < Re < 16170$, $2.03 < Fr_s < 2.04$); círculos ($52 < D/d_{50} < 73$, $11550 < Re < 16170$, $Fr_s=2.38$)

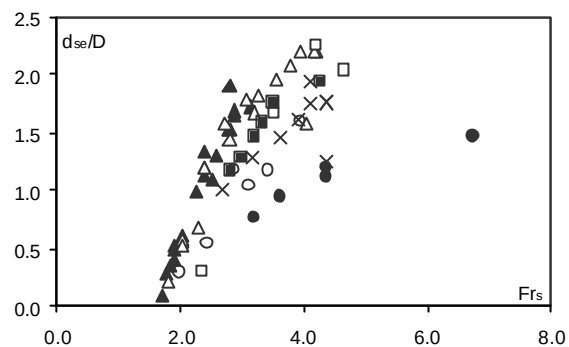


Figura 4.2.- Valores de la profundidad de socavación de equilibrio relativo al diámetro de pila en función del número de Froude sedimentológico parametrizado según D/d_{50} : círculos negros ($D/d_{50} > 267$); círculos blancos ($D/d_{50} = 222$); triángulos negros ($D/d_{50} = 73$); triángulos blancos ($D/d_{50} = 53$); cuadrados negros ($D/d_{50} = 47$); cuadrados blancos ($D/d_{50} = 27$); cruces ($D/d_{50} = 19$). En esa figura se han presentado las clases para las cuales existen al menos 4 datos.

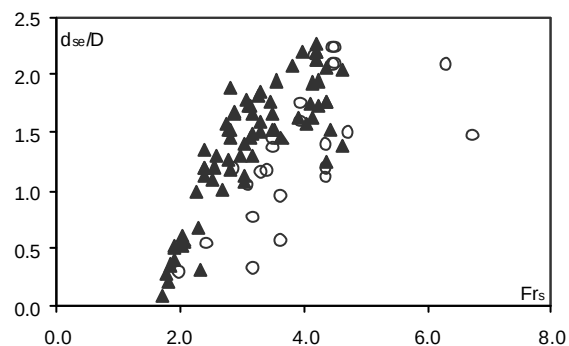


Figura 4.3.- Valores de la profundidad de socavación de equilibrio relativo al diámetro de pila en función del número de Froude sedimentológico agrupado en dos clases de D/d_{50} (círculos blancos $D/d_{50} > 100$ y triángulos negros $D/d_{50} < 100$).

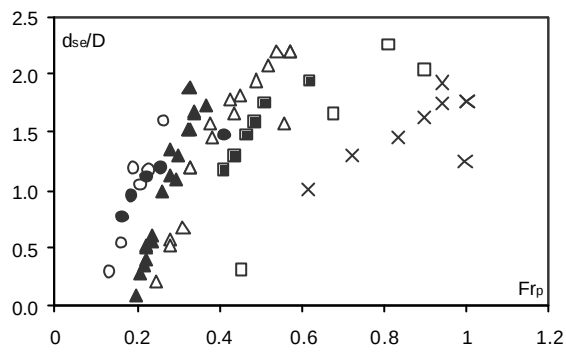


Figura 4.4.- Valores de la profundidad de socavación de equilibrio relativo al diámetro de pila en función del número de Froude sedimentológico parametrizado según D/d_{50} : círculos negros ($D/d_{50} > 267$); círculos blancos ($D/d_{50} = 222$); triángulos negros ($D/d_{50} = 73$); triángulos blancos ($D/d_{50} = 53$); cuadrados negros ($D/d_{50} = 47$); cuadrados blancos ($D/d_{50} = 27$); cruces ($D/d_{50} = 19$). En esa figura se han presentado las clases para las cuales existen al menos 4 datos.

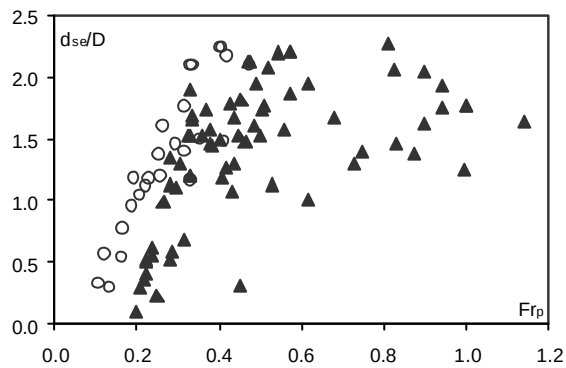


Figura 4.5.- Valores de la profundidad de socavación de equilibrio relativo al diámetro de pila en función del número de Froude de pila agrupado en dos clases de D/d_{50} (círculos blancos $D/d_{50} > 100$ y triángulos negros $D/d_{50} < 100$).

Por otra parte si ahora se considera la relación 4.2, en lugar de la relación 4.4, al aceptar como despreciables las influencias de la viscosidad y del parámetro h/D , se obtiene:

$$\frac{d_{se}}{D} = f\left(\frac{V}{\sqrt{gD}}, \frac{D}{d_{50}}\right) \quad \text{Ec. 4.9}$$

Ahora, en la figura 4.4 se presentan los datos experimentales presentando los valores de d_{se}/D como función del valor del número de Froude de pila. Los datos presentados están divididos en todas las clases, de acuerdo al valor del parámetro D/d_{50} .

En la figura 4.4, se verifica que el valor de $D/d_{50} = 100$, funciona como umbral para la parametrización de la profundidad de socavación de equilibrio en función del número de Froude sedimentológico y del número de Froude de pila.

En la figura 4.5 se presentan los valores de la socavación en función del número de Froude de pila $Fr_p = V/\sqrt{gD}$ agrupados según las clases $D/d_{50} < 100$ y $D/d_{50} > 100$.

Se observa en la figura 4.5 que para valores bajos de D/d_{50} ($D/d_{50} < 100$) los valores de la socavación relativa al diámetro de la pila d_{se}/D se dispersan, mientras que para los valores mayores ($D/d_{50} > 100$), tienden a agruparse como función del número de Froude de pila.

4.4.- Formulaciones para el Cálculo Aproximado de la Profundidad de Erosión de Equilibrio

A partir de lo presentado en el punto anterior, resulta que en forma aproximada la socavación relativa puede expresarse solamente como función del número de Froude de pila para los casos en que $D/d_{50} > 100$ y solamente como función del número de Froude sedimentológico cuando $D/d_{50} < 100$. Para ambos casos en las figuras 4.6 y 4.7 se presentan curvas de ajuste logarítmico, acompañadas por las curvas que representan una variación de $\pm 25\%$ del valor de ajuste.

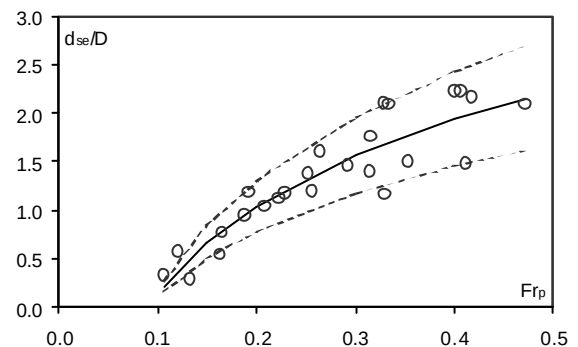


Figura 4.6.- Variación de la profundidad de erosión de equilibrio relativa al diámetro de pila en función del número de Froude de pila, curva de ajuste y curvas de error de $\pm 25\%$, para los casos en que $D/d_{50} > 100$.

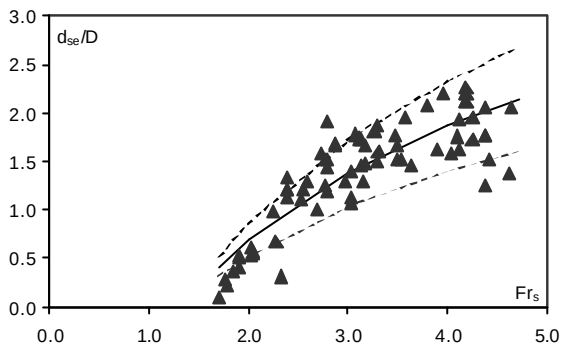


Figura 4.7.- Variación de la profundidad de erosión de equilibrio relativa al diámetro de pila en función del número de Froude sedimentológico, curva de ajuste y curvas de error de $\pm 25\%$, para los casos en que $D/d_{50} < 100$.

Las funciones ajustadas son:

$$\frac{d_{se}}{D} \cong \begin{cases} 1.30 \ln(Fr_p) + 3.13 & \text{si } D/d_{50} \geq 100 \\ 1.70 \ln(Fr_s) - 0.49 & \text{si } D/d_{50} < 100 \end{cases} \quad \text{Ec. 4.10}$$

4.4.1.- Ensayos de verificación

A modo de verificación se emplearon los resultados, del total de ensayos realizados en esta instancia y detallados en el Capítulo 3, solo los de los ensayos E03 y E04, que son los que alcanzan la profundidad de erosión de equilibrio según el criterio de Melville (1999) (aquella profundidad que una vez alcanzada se incrementa menos del 5% del diámetro de la pila en las sucesivas 24 horas). Las características de los ensayos empleados se detallan en la tabla 4.1.

Tabla 4.1.- Características generales de los ensayos de verificación

Ens	D (m)	d_{se} (m)	d_{50} (mm)	h (m)	V (m/s)	t_e (min)	V/V_c
E03	0.09	0.109	1.6	0.165	0.3148	5580	0.76
E04	0.09	0.157	1.6	0.241	0.3871	3000	0.83

La tabla 4.2 muestra que los resultados se encuentran en la faja de aproximación de 25% de la ecuación 4.10 propuesta para los valores de $D/d_{50} < 100$.

Tabla 4.2.- Comparación de resultados calculados (Ec. 4.10) con los datos medidos.

Ensayo	D/d_{50}	d_{se}/D calc.	d_{se}/D med.	Diferencia (%)
E03	56	1.08	1.21	12
E04	56	1.43	1.74	22

4.4.2.- Consecuencias prácticas

Los resultados anteriores muestran que en general la profundidad de socavación relativa puede ser expresada con alguna de las expresiones (4.2) o (4.4). Para rangos de valores de los empujados en laboratorio la socavación relativa depende de expresiones semejantes a las ecuaciones (4.8) y (4.9)

Aparece entonces una fuerte dificultad para la modelación física (mediante modelos reducidos) de la socavación en pilas. En efecto, mantener la igualdad de los parámetros adimensionales que intervienen en la magnitud de la socavación de equilibrio resulta imposible en gran cantidad de casos, debido a la limitación en el diámetro que implica manejar sedimentos no cohesivos. En particular Ettema señala que el menor diámetro medio que puede ser usado en laboratorio es de 0.6 mm si se requiere simular un lecho con ausencia de rizos (ripples).

Por ejemplo, si se piensa en una pila circular de diámetro 1 m, la posibilidad de no escalar el tamaño del sedimento implica la presencia en la realidad de lechos no cohesivos de granulometría media no menor a 4.5 mm (gravas). Si se quiere escalar el diámetro del sedimento la escala deberá ser tal que el diámetro medio de la arena a utilizar en el ensayo sea mayor a 0.6 mm o de lo contrario emplear materiales de menor densidad.

4.5.- El parámetro “intensidad de flujo” en estudios experimentales de erosión local en pilas de puente bajo condiciones de agua clara.

Como se ha visto, el análisis dimensional reduce las variables implicadas en el problema a un número más pequeño de grupos adimensionales. Este proceso produce varias combinaciones válidas, y no hay acuerdo general en cuales son los grupos adimensionales que mejor representan la esencia del proceso de erosión local en torno a la pila de un puente.

La intensidad del flujo, definida como el cociente entre la velocidad de aguas arriba V y la velocidad crítica V_c , ha sido utilizada extensamente para representar el proceso de erosión local en torno a la pila de un puente (Melville, 1997; Chang et al., 2004), en particular debido a su fuerte significado físico detallado en el Capítulo 2 (para $V/V_c < 1$ indica condiciones de agua clara y para $V/V_c > 1$ condiciones de lecho vivo). Por otra parte, existe un creciente número de trabajos que no consideran a la intensidad de flujo para describir el proceso.

El objetivo de este apartado es analizar la pertinencia de incluir a la intensidad del flujo en el estudio del fenómeno de erosión local bajo condiciones de agua clara y su importancia en relación con los efectos viscosos.

4.5.1.- Análisis dimensional

Se toma como alternativa de la ecuación 4.1 que surge del análisis dimensional la siguiente relación:

$$\frac{d_{se}}{D} = f\left(\frac{h}{d_{50}}, r_s/r - 1, \frac{D}{d_{50}}, \frac{g(r_s/r - 1)d_{50}^3}{n^2}, \frac{V}{\sqrt{g(r_s/r - 1)d_{50}}}\right) \quad \text{Ec. 4.11}$$

4.5.2.- Velocidad crítica e intensidad de flujo

La velocidad crítica de aguas arriba, V_c , involucrada en el parámetro de la intensidad del flujo, puede ser entendida usando las expresiones del diagrama de Shields (condiciones de inicio de movimiento) y de las expresiones de resistencia que relacionan la tensión de corte de fondo y la velocidad media del flujo.

4.5.2.1 Diagrama de Shields

El diagrama de Shields expresa la condición de inicio de movimiento del sedimento. La condición crítica puede ser expresada como:

$$t_{*c} = f(Re_{*c}) \quad \text{Ec. 4.12}$$

con f representando una función genérica y donde

$$t_{*c} \equiv \frac{t_c}{rg(r_s/r - 1)d_{50}} \quad \text{Ec. 4.13}$$

$$Re_{*c}^2 \equiv \frac{t_c d_{50}^2}{rn^2} \quad \text{Ec. 4.14}$$

son el parámetro crítico de Shields y el número de Reynolds crítico respectivamente. En las expresiones 4.13 y 4.14 t_c representa la tensión crítica para el inicio del movimiento, r la densidad del fluido, g la aceleración de la gravedad, d_{50} el tamaño medio de grano del sedimento, r_s la densidad del sedimento, u la viscosidad cinemática del fluido y r_s/r es la densidad relativa del sedimento.

Operando, la expresión 4.12 se puede escribir como:

$$t_{*c} = f(d_*) \quad \text{Ec. 4.15}$$

donde

$$d_*^3 \equiv \frac{Re_{*c}^2}{t_*} = \frac{g(r_s/r - 1)d_{50}^3}{n^2} \quad \text{Ec. 4.16}$$

es un tamaño de sedimento adimensional. La expresión 4.15 es preferida frente a la expresión original 4.12 por varios autores debido a que la tensión de corte t_c aparece solo en un parámetro adimensional (van Rijn, 1993).

En la figura 4.8 se presenta el diagrama de Shields, expresión 4.12, junto con la representación de la consideración de $d_* = \text{cte}$ en la expresión 4.15. Como se desprende de la figura 4.7, para $d_* \cong 150$, el número de Reynolds crítico es $Re_{*c} \cong 400$. Entonces, siempre que $d_* \leq 150$, bajo condiciones de agua clara $Re_{*c} \leq 400$. Usualmente en experimentos de laboratorio $d_{50} \cong 0.001\text{m}$ y $r_s/r - 1 \cong 1.65$, entonces $d_* \cong 25$. En este caso, de la figura 4.8, las condiciones de agua clara requiere la condición de $Re_{*c} \leq 20$.

4.5.2.2 Perfil de velocidades y velocidad crítica

En flujo permanente y uniforme el resultado de integrar el perfil de la velocidad es:

$$V = \sqrt{\frac{t}{r}} f\left(\frac{h}{k_s}, \sqrt{\frac{t}{r}} \frac{k_s}{n}\right) \quad \text{Ec. 4.17}$$

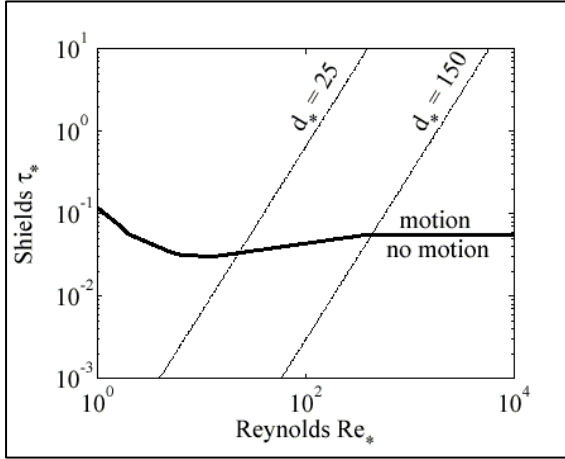


Figura 4.8.- Diagrama de Shields según van Rijn (1993)

donde u es la velocidad promediada en la profundidad, t es la tensión de corte de fondo, h es la profundidad del flujo y k_s es la rugosidad de fondo equivalente.

Considerando que k_s es proporcional a d_{50} , la expresión anterior es equivalente a

$$V = \sqrt{\frac{t}{r}} f\left(\frac{h}{d_{50}}, Re_*\right) \quad \text{Ec. 4.18}$$

Para valores altos del número de Reynolds ($Re_* > 100$), los efectos viscosos son despreciables (flujo rugoso) y la expresión anterior se reduce a

$$V = \sqrt{\frac{t}{r}} f\left(\frac{h}{d_{50}}\right) \quad \text{Ec. 4.19}$$

Para bajos números de Reynolds ($Re_* \leq 3$), el flujo es dominado por los efectos viscosos (flujo liso) y la rugosidad puede ser despreciada. Finalmente, para números de Reynolds intermedios ($3 \leq Re_* \leq 100$) tanto la rugosidad como la viscosidad deben ser tenidos en cuenta (flujos intermedios o de transición). La velocidad crítica V_c es definida como la velocidad media tal que se alcanza la condición límite de inicio de movimiento. A partir de la ex-

presión 4.18 y teniendo en cuenta 4.13 se obtiene

$$V_c = \sqrt{g(r_s/r - 1)d_{50}t_{*c}} f\left(\frac{h}{d_{50}}, Re_{*c}\right) \quad \text{Ec. 4.20}$$

De los párrafos anteriores se tiene que en condiciones usuales de laboratorio $d_* \cong 25$. Por lo tanto la velocidad crítica pasa a depender de la viscosidad, debido a la dependencia del Re_{*c} tanto del t_{*c} como de f en la ecuación 4.20. Teniendo en cuenta la expresión 4.12, la relación 4.20 se puede escribir:

$$V_c = \sqrt{g(r_s/r - 1)d_{50}} j\left(\frac{h}{d_{50}}, Re_{*c}\right) \quad \text{Ec. 4.21}$$

o lo que es lo mismo

$$f\left(\frac{V_c}{\sqrt{g(r_s/r - 1)d_{50}}}, \frac{h}{d_{50}}, Re_{*c}\right) = 0 \quad \text{Ec. 4.22}$$

Mas aún, considerando 4.16 la ecuación 4.22 puede expresarse como:

$$f\left(\frac{V_c}{\sqrt{g(r_s/r - 1)d_{50}}}, \frac{h}{d_{50}}, d_*\right) = 0 \quad \text{Ec. 4.23}$$

mostrando que la velocidad crítica V_c depende de la viscosidad a través de d_* . Solo si $d_* > 150$ (flujo turbulento pleno) los efectos viscosos pueden ser despreciados, entonces la ecuación anterior 4.23 se reduce a

$$f\left(\frac{V_c}{\sqrt{g(r_s/r - 1)d_{50}}}, \frac{h}{d_{50}}\right) = 0 \quad \text{Ec. 4.24}$$

En condiciones usuales de laboratorio (agua clara y $d_{50} < 2$ mm) se tiene que $d_* \cong 25 < 150$ (flujo turbulento en transición), entonces la velocidad crítica V_c depende de la viscosidad.

4.5.2.3 La intensidad de flujo

Ahora, teniendo en cuenta las relaciones 4.16 y 4.23:

$$\frac{g(r_s/r-1)d_{50}^3}{n^2} = f\left(\frac{h}{d_{50}}, \frac{V_c}{\sqrt{g(r_s/r-1)d_{50}}}\right) \quad \text{Ec. 4.25}$$

y con un manejo conveniente de 4.11 puede conducirse a la inclusión de la intensidad de flujo manteniendo la misma información. Entonces es posible obtener cualquiera de las siguientes relaciones:

$$\frac{d_{se}}{D} = f\left(\frac{h}{d_{50}}, r_s/r-1, \frac{D}{d_{50}}, \frac{V_c}{\sqrt{g(r_s/r-1)d_{50}}}, \frac{V}{\sqrt{g(r_s/r-1)d_{50}}}\right) \quad \text{Ec. 4.26]$$

$$\frac{d_{se}}{D} = f\left(\frac{h}{d_{50}}, r_s/r-1, \frac{D}{d_{50}}, \frac{V}{\sqrt{g(r_s/r-1)d_{50}}}, \frac{V}{V_c}\right) \quad \text{Ec. 4.27}$$

$$\frac{d_{se}}{D} = f\left(\frac{h}{d_{50}}, r_s/r-1, \frac{D}{d_{50}}, \frac{V_c}{\sqrt{g(r_s/r-1)d_{50}}}, \frac{V}{V_c}\right) \quad \text{Ec. 4.28}$$

Utilizando una vez mas la relación (4.23), la ecuación (4.28) se puede escribir como:

$$\frac{d_{se}}{D} = f\left(\frac{h}{d_{50}}, r_s/r-1, \frac{D}{d_{50}}, \frac{V_c}{\sqrt{g(r_s/r-1)d_{50}}}, d_*\right) \quad \text{Ec. 4.29}$$

4.5.3.- **Efectos viscosos e intensidad de flujo**

Es usual asumir que el fenómeno de erosión local no depende de los efectos viscosos debido a la fuerza del sistema vorticoso que se desarrolla alrededor de la pila (Melville, 1997; Cardoso and Bettess, 1999). Este hecho es utilizado usualmente para eliminar un parámetro o grupo adimensional. Si a la viscosidad no la consideramos como parámetro capaz de describir la profundidad de erosión local de equilibrio, entonces en lugar de la expresión adimensional 4.11, se obtiene

$$\frac{d_{se}}{D} = f\left(\frac{h}{d_{50}}, r_s/r-1, \frac{D}{d_{50}}, \frac{V}{\sqrt{g(r_s/r-1)d_{50}}}\right) \quad \text{Ec. 4.30}$$

lo cual efectivamente reduce en uno la cantidad de parámetros o grupos adimensionales.

Aunque los efectos viscosos sean despreciables en el entorno a la pila, la velocidad en el canal en condiciones usuales de laboratorio ($d_* < 150$) está afectada por la viscosidad. Entonces, si se quiere incluir la intensidad de flujo como parámetro adimensional que describa la profundidad de erosión, se debe utilizar la ecuación 4.28 y no la siguiente ecuación utilizada frecuentemente (Melville, 1997)

$$\frac{d_{se}}{D} = f\left(\frac{h}{d_{50}}, r_s/r-1, \frac{D}{d_{50}}, \frac{V}{V_c}\right) \quad \text{Ec. 4.31}$$

A continuación se explica con un ejemplo sencillo la no pertinencia de incluir, cuando se desprecian los efectos viscosos, a la intensidad de flujo en la descripción del fenómeno de erosión local, o lo que es lo mismo utilizar la ecuación (4.31). Se toman dos experimentos con condiciones hidráulicas, propiedades del sedimento y del fluido idénticas, a menos de la viscosidad. Se considera que el primer experimento se realiza con un fluido de viscosidad algo mayor al utilizado en el segundo. Por un lado, se asume que los efectos de la viscosidad en la erosión local son despreciables, por lo que es de esperar que los resultados de profundidades de erosión de equilibrio sean los mismos en ambos experimentos. Por otra parte los valores del parámetro de intensidad de flujo son distintos para ambos experimentos, esto se explica ya que debido a las condiciones de estos ensayos el flujo es turbulento de transición y entonces el valor de la velocidad crítica difiere en ambos ensayos por diferir el valor de la viscosidad. Por lo tanto, dos experimentos con todos los parámetros adimensionales iguales, a menos de la intensidad de flujo, producirán la misma profundidad de erosión de equilibrio, mostrando de esta manera que la intensidad de flujo no debería ser incluida como parámetro adimensional que describe el proceso de erosión local.

4.6.- Resumen y Conclusiones

El análisis dimensional del fenómeno de socavación local en pilas de puente y su aplicación a un conjunto de datos de 96 ensayos de laboratorio publicados, realizados sobre pilas circulares, en condiciones de agua clara y lechos de arenas de granulometrías uniformes, permite concluir que para los rangos de los parámetros adimensionales empleados, la socavación relativa de equilibrio puede expresarse por una relación del tipo:

$$\frac{d_{se}}{D} = f\left(\frac{V}{\sqrt{gD}}, \frac{D}{d_{50}}\right)$$

o

$$\frac{d_{se}}{D} = f\left(\frac{V}{\sqrt{gd_{50}}}, \frac{D}{d_{50}}\right)$$

Para valores del parámetro $D/d_{50} > 100$ prevalece el efecto del número de Froude de pila, mientras que para los casos en que $D/d_{50} < 100$ prevalece el efecto del número de Froude del sedimento.

La expresión 4.10 propuesta:

$$\frac{d_{se}}{D} \cong \begin{cases} 1.30 \ln(Fr_p) + 3.13 & \text{si } D/d_{50} \geq 100 \\ 1.70 \ln(Fr_s) - 0.49 & \text{si } D/d_{50} < 100 \end{cases}$$

se puede utilizar como una aproximación aceptable para los rangos de los parámetros manejados y si se acepta un margen de error no menor al 25%.

Los resultados anteriores indican que las formulaciones obtenidas en laboratorio respecto a la profundidad de socavación deben ser consideradas con precaución a la hora de su aplicación a la realidad debido a los efectos de

escala que se producen si no está escalado el diámetro de los sedimentos.

La influencia del número de Reynolds no puede ser establecida ni descartada con claridad a partir de los datos utilizados ya que en general existe una correlación experimental importante entre los valores del número de Reynolds y el número de Froude de pila o el número de Froude del sedimento. Resulta clara la necesidad de profundizar el trabajo experimental para dilucidar en forma más firme la importancia de la profundidad relativa y del número de Reynolds.

Por otra parte, en condiciones de laboratorio usuales ($d_{50} < 0.001\text{m}$, $r_s/r - 1 \cong 1.65$ y condiciones de agua clara) y asumiendo que los efectos viscosos son insignificantes en el fenómeno de erosión local, la intensidad de flujo no es un parámetro pertinente para representar la profundidad de erosión de equilibrio.

Esto muestra que no es estrictamente adecuado utilizar el parámetro intensidad de flujo para las condiciones usuales de laboratorio, si se supone que los efectos viscosos no afectan el fenómeno de erosión local.

En este Capítulo se presenta un análisis de los parámetros adimensionales considerados relevantes y se muestra la influencia de estos parámetros en la profundidad de erosión de equilibrio. Las observaciones que se desprenden de este análisis no coinciden en su totalidad con las realizadas en trabajos de otros autores presentados en el Capítulo 2. Esto es una muestra mas de lo ya mencionado en el Capítulo 2, que a pesar de que existe una considerable cantidad de trabajos en torno a esta temática no existe uniformidad entre los distintos autores sobre la mejor formulación a emplear y el peso de los distintos parámetros en juego.

EVOLUCIÓN DE LA PROFUNDIDAD DE EROSIÓN LOCAL BAJO CONDICIONES ESTACIONARIAS

5.1.- Introducción

Como se ha señalado en los Capítulos 2 y 4, varios estudios se han llevado a cabo con el objetivo de desarrollar relaciones empíricas que estiman la profundidad de erosión de equilibrio en pilas de puentes en condiciones de flujo de agua clara (Breusuers et al., 1977; Melville y Southerland, 1988; Richardson y Davis, 1995). A su vez, estas relaciones han sido ampliamente utilizadas en el diseño de fundaciones de puentes.

Algunos autores (Breusuers et al., 1977) sugieren que el proceso erosivo nunca alcanza la profundidad de erosión de equilibrio, y sostienen que la evolución de la profundidad de erosión bajo condiciones de agua clara tiende de manera asintótica a un valor sin alcanzarlo.

Sin embargo, el caudal de diseño puede no persistir el tiempo suficiente para que la profundidad de erosión se acerque al valor de equilibrio. Por tanto esa metodología de diseño en base a la estimación de la profundidad de erosión máxima o de equilibrio debe ser cuestionada debido a que puede resultar en un diseño antieconómico.

A partir de esta observación es que ha surgido en los últimos años una línea de investigación

en torno a la evolución temporal de la profundidad de erosión local para condiciones de flujo estacionario de agua clara en torno a fundaciones de puente.

Este Capítulo presenta el análisis de los datos experimentales obtenidos de los ensayos realizados bajo condiciones estacionarias y la elección de una metodología para la estimación de la evolución temporal de la profundidad de erosión bajo esas condiciones. En el punto 5.2 se presentan los resultados experimentales de la evolución temporal de la profundidad de erosión bajo flujo estacionario y se analiza la evolución del proceso erosivo y la geometría de la fosa de erosión. En el apartado 5.3, se complementa la revisión bibliográfica presentada en el Capítulo 2, describiendo las características más importantes de las metodologías de cálculo de la evolución temporal de la erosión evaluadas en esta instancia. También, se evalúan los distintos modelos de estimación, comparando los respectivos ajustes con los datos experimentales, eligiendo el modelo que mejor ajusta a los datos experimentales. Para finalizar, se presenta un resumen y conclusiones de este Capítulo en el punto 5.4.

5.2.- Presentación de los Resultados Experimentales

5.2.1.- Resultados de Evolución Temporal de la Profundidad de Erosión.

En el Capítulo 3, se presentó el plan de ensayos. Las características hidráulicas dadas por el plan de ensayos no son exactamente las obtenidas al realizar el experimento. Los parámetros medidos que caracterizan los experimentos se resumen en la tabla 5.1.

Los parámetros adimensionales calculados a partir de los datos de la tabla anterior, se presentan en la tabla 5.2. Estos parámetros adi-

dimensionales son de utilidad a la hora de comparar con otras formulaciones o ensayos, en particular al verificar los rangos de aplicabilidad.

Los rangos de los parámetros adimensionales dados por los ensayos desarrollados en esta instancia son los siguientes:

- $5.01 < Fr_s = V^2/gd_{50} < 13.67$
- $0.09 < Fr_p = V^2/gD < 0.25$
- $1.23 < h/D < 3.47$
- $D/d_{50} = 54.54$
- $32900 < Re = Vh/\nu < 107300$
- $25600 < Re_p = VD/\nu < 42300$

Tabla 5.1. Resumen de las condiciones de los ensayos bajo flujo estacionario.

Ensayo	Fecha	tens (h)	D (m)	d ₅₀ (mm)	Q(m ³ /s)	h (m)	V (m/s)	d _s (m)
E02	06-04-05	9.1	0.09	1.65	0.0675	0.312	0.2885	0.061
E03	07-04-05	145.2	0.09	1.65	0.039	0.1652	0.3148	0.1139
E04	15-04-05	100.2	0.09	1.65	0.07	0.2411	0.3871	0.1647
E05	17-04-05	43.3	0.09	1.65	0.025	0.1171	0.2847	0.1037
E06	21-04-05	59.2	0.09	1.65	0.0786	0.2623	0.3995	0.1692
E07	26-04-05	22.5	0.09	1.65	0.0695	0.244	0.3798	0.1418
E08	27-04-05	22.0	0.09	1.65	0.0635	0.2378	0.3560	0.1287
E12	30-04-05	33.0	0.09	1.65	0.0645	0.1917	0.4486	0.1719
E13	05-05-05	22.0	0.09	1.65	0.055	0.1831	0.4005	0.1503
E14	04-05-05	24.5	0.09	1.65	0.04	0.1493	0.3572	0.1226
E15	06-05-05	47.4	0.09	1.65	0.0695	0.2259	0.4102	0.1742
E16	02-05-05	20.0	0.09	1.65	0.0795	0.244	0.4344	0.1657
E17	09-05-05	22.0	0.09	1.65	0.0645	0.2045	0.4205	0.1601
E51	18-05-05	21.7	0.09	1.65	0.03975	0.1497	0.3540	0.1289
E52	20-05-05	47.3	0.09	1.65	0.0545	0.1805	0.4026	15.95
E53	26-05-05	32.0	0.09	1.65	0.065	0.2006	0.4320	0.172
E54	28-05-05	48.0	0.09	1.65	0.0805	0.2591	0.4143	0.1556
E55	30-05-05	32.3	0.09	1.65	0.07	0.2228	0.4189	0.1496
E56	03-06-05	71.5	0.09	1.65	0.0247	0.111	0.2967	0.101
E60	09-06-05	21.8	0.09	1.65	0.0406	0.1795	0.3016	0.0796
E61	10-06-05	50.0	0.09	1.65	0.07	0.1985	0.4702	0.1769
E64	17-06-05	57.0	0.09	1.65	0.0551	0.1911	0.3844	0.1646
E66	20-06-05	17.7	0.09	1.65	0.0553	0.1896	0.3889	0.1463
E70	22-06-05	2.0	0.09	1.65	0.0403	0.1801	0.2984	0.0437
E71	25-06-05	30.0	0.09	1.65	0.0397	0.1811	0.2923	0.0862
E78	13-07-05	21.6	0.09	1.65	0.0696	0.2021	0.4592	0.1628
E81	01-07-05	54.0	0.09	1.65	0.0612	0.1939	0.4208	0.1752
E86	08-07-05	70.4	0.09	1.65	0.04707	0.1869	0.3358	0.1155
E87	15-07-05	46.0	0.09	1.65	0.04743	0.184	0.3437	0.1149

Tabla 5.2. Parámetros adimensionales de los ensayos bajo flujo estacionario.

Ensayo	V^2/gd_{50}	V^2/gD	h/d	D/d_{50}	Re	Re _p
E02	5.146	0.094	3.47	54.55	90000	25962
E03	6.127	0.112	1.84	54.55	52000	28329
E04	9.268	0.170	2.68	54.55	93333	34840
E05	5.011	0.092	1.30	54.55	33333	25619
E06	9.872	0.181	2.91	54.55	104800	35959
E07	8.920	0.164	2.71	54.55	92667	34180
E08	7.840	0.144	2.64	54.55	84667	32044
E12	12.446	0.228	2.13	54.55	86000	40376
E13	9.920	0.182	2.03	54.55	73333	36046
E14	7.892	0.145	1.66	54.55	53333	32150
E15	10.406	0.191	2.51	54.55	92667	36919
E16	11.671	0.214	2.71	54.55	106000	39098
E17	10.937	0.201	2.27	54.55	86000	37848
E51	7.752	0.142	1.66	54.55	53000	31864
E52	10.023	0.184	2.01	54.55	72667	36233
E53	11.543	0.212	2.23	54.55	86667	38883
E54	10.613	0.195	2.88	54.55	107333	37283
E55	10.853	0.199	2.48	54.55	93333	37702
E56	5.444	0.100	1.23	54.55	32933	26703
E60	5.625	0.103	1.99	54.55	54133	27142
E61	13.672	0.251	2.21	54.55	93333	42317
E64	9.140	0.168	2.12	54.55	73467	34600
E66	9.353	0.171	2.11	54.55	73733	35000
E70	5.505	0.101	2.00	54.55	53733	26852
E71	5.283	0.097	2.01	54.55	52933	26306
E78	13.039	0.239	2.25	54.55	92800	41326
E81	10.953	0.201	2.15	54.55	81600	37875
E86	6.973	0.128	2.08	54.55	62760	30222
E87	7.305	0.134	2.04	54.55	63240	30933

Las evoluciones temporales de la profundidad de erosión resultante de los distintos ensayos se presentan en la figura 5.1. En el Anexo A, se presentan en detalle la totalidad de los resultados de los ensayos.

5.2.2.- Evolución del proceso erosivo

Durante el desarrollo de los ensayos se han observado las características del flujo en torno a la pila y el mecanismo de erosión. En la totalidad de los ensayos, el proceso erosivo comienza en ambos bordes de la pila en la zona ubicada aproximadamente a 70° del eje longitudinal del canal (medido desde el punto medio de aguas arriba). A medida que el ensayo evoluciona, las fosas laterales de erosión mi-

gran hacia la nariz de la pila de aguas arriba, hasta formar una única fosa. Luego de esa fase inicial, los granos de arena ubicados sobre el borde del talud de aguas arriba de la pila son desestabilizados por el vórtice herradura. Esto provoca que estos se deslicen e ingresen a la zona activamente erosiva, donde actúa este vórtice. A medida que la fosa de erosión crece con el tiempo, el vórtice herradura se debilita, perdiendo capacidad de erosión, y por tanto la profundidad de erosión se acerca de manera asintótica a un valor de equilibrio. Estas observaciones son consistentes con las recopiladas de la literatura, Oliveto y Hager (2002), Chang et al. (2004), Yanamaz y Altinbilek (1991), entre otros.

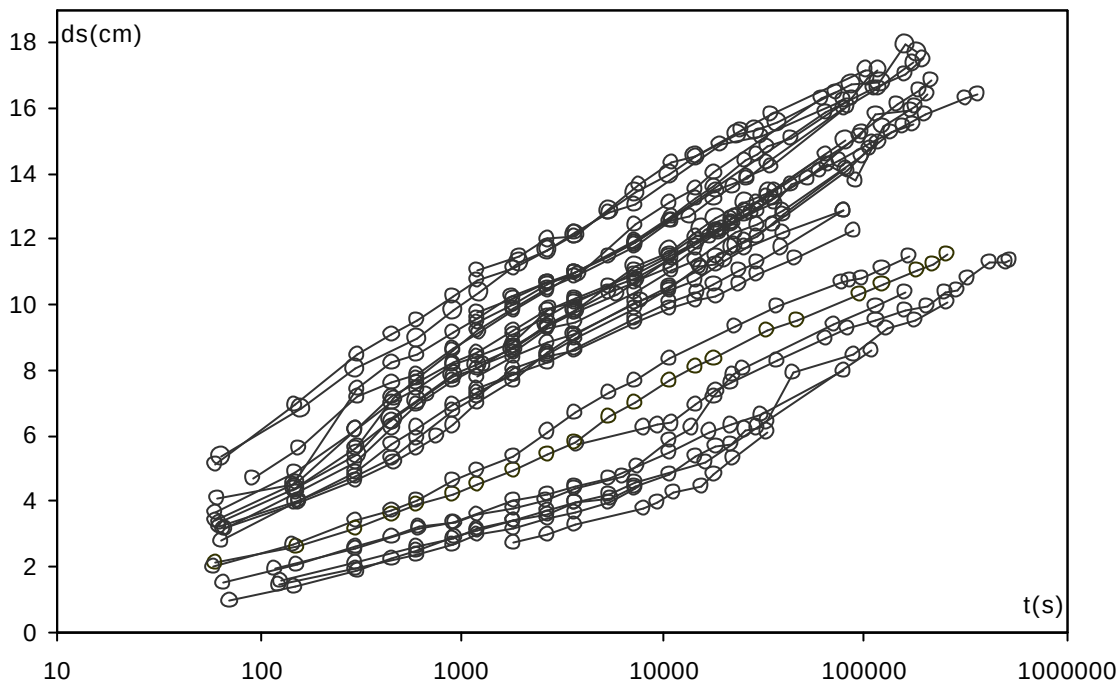


Figura 5.1. Evoluciones temporales de la profundidad de erosión en el borde de aguas arriba de la pila bajo condiciones de flujo estacionario.

A partir de los datos tomados de las cintas graduadas adosadas en el perímetro de la pila, en la nariz de aguas arriba y a 45° hacia aguas abajo del eje longitudinal, se pudo observar cualitativamente la evolución de la fosa en ambos puntos. Con estas observaciones se pudo analizar la evolución de la fosa, en particular en la fase inicial del proceso erosivo. En la figura 5.2, se presenta la diferencia entre la profundidad del borde frontal con la profundidad a 45° , para los resultados de los ensayos E14, E70, E78 y E81. Se presentan éstos por ser representativos del comportamiento del resto de los ensayos. Los resultados de la totalidad de los ensayos se detallan en el Anexo A.

En esta figura se puede observar que en alguno ensayos a lo largo de toda la duración sólo se desarrolla la fase inicial del proceso erosivo (la profundidad de erosión a 45° es mayor durante todo el ensayo que la profundidad de erosión en el borde frontal), como es el caso del ensayo E70. Al contrario, es posible observar ensayos (E78) donde prácticamente no existe la fase inicial del proceso. Situaciones intermedias son los ensayos que presentan una duración de la fase inicial entre algún minuto a

alguna decena de minutos (ensayos E81 y E14).

La duración de la fase inicial, medida como el tiempo en que la profundidad de erosión de aguas arriba alcanza la profundidad a 45° , varía para los distintos ensayos. En la tabla 5.3, se presentan las duraciones de la primera fase del proceso erosivo para los ensayos en condiciones de flujo estacionario.

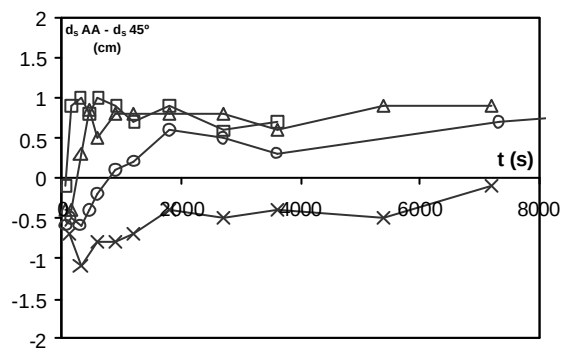


Figura 5.2. Evolución temporal de la diferencia entre la profundidades de erosión en la generatriz frontal de la pila y en la generatriz a 45° del eje longitudinal del canal para los ensayos E14 (círculos), E70 (cruces), E78 (cuadrados) y E81 (triángulos). Las profundidades de erosión se midieron con cintas graduadas adosadas a la pila.

Tabla 5.3. Duración de la primera fase del proceso erosivo. Esta duración esta medida como el tiempo en que la profundidad de erosión en la generatriz frontal de la pila alcanza a la profundidad de erosión en la generatriz a 45° del eje longitudinal del canal.

Ensayo	E02	E03	E04	E06	E07	E08	E12
t_{fase1}	1.5 horas	45 min	< 30 min	50 min	< 20 min	< 20 min	< 20 min
Ensayo	E13	E14	E15	E16	E17	E51	E52
t_{fase1}	10 min	13 min	< 5 min	< 20 min	< 20 min	30 min	5 min
Ensayo	E53	E54	E55	E56	E60	E61	E64
t_{fase1}	5 min	10 min	10 min	9 horas	2.75 horas	1 min	7 min
Ensayo	E66	E70	E71	E78	E81	E86	E87
t_{fase1}	5 min	> 2 horas	13 horas	1 min	4 min	45 min	45 min

En la figura 5.3 se presentan la relación entre la velocidad del flujo de cada ensayo y la duración de la primera fase del proceso erosivo en los respectivos ensayos.

En esta figura se observa que para ensayos con velocidades del flujo altas la duración de la fase inicial del proceso erosivo es corta, y viceversa: para ensayos con velocidades bajas la duración de la etapa inicial es larga, alcanzando incluso todo el ensayo. Es más, se puede observar que a medida que la velocidad del flujo decrece la duración de la fase inicial aumenta. En función de esta observación y teniendo en cuenta que la determinación de la duración de la fase inicial del proceso erosivo es sólo una aproximación, se puede afirmar que existe cierta correlación entre esta duración y las características hidráulicas del ensayo, en particular la velocidad del flujo aguas arriba de la pila.

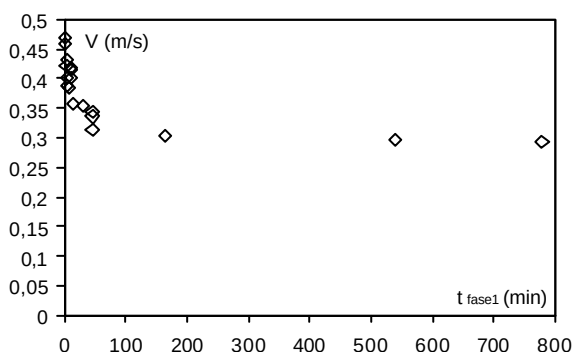


Figura 5.3. Relación entre la velocidad media del flujo aguas arriba de la pila y la duración de la fase inicial del proceso erosivo. Cada punto indica esa relación para cada ensayo.

5.2.3.- Descripción geométrica de la fosa de erosión

Con motivo de lograr describir la fosa de erosión, al finalizar el ensayo E03, se realizó el relevamiento plani-altimétrico del lecho del canal, como ya fue explicitado en el Capítulo 3. A continuación, en las figuras 5.4 y 5.5 se presenta una restitución tridimensional y las curvas de nivel cada 1 cm del fondo del lecho, respectivamente. La forma de la fosa de erosión observada en el resto de los ensayos tiene características similares a las del ensayo E03, presentado en este punto.

Las figuras 5.4 y 5.5 muestran que la fosa de erosión alrededor de una pila cilíndrica es prácticamente simétrica respecto del eje longitudinal del canal. La erosión en la fosa se limita a una región adyacente a la pila, ubicada aguas arriba de ésta. Hacia aguas abajo, en cambio, se puede apreciar una zona de sedimentación y la duna que se forma en consecuencia.

A continuación se presenta, en la figura 5.6, un corte longitudinal del fondo del canal al finalizar el ensayo E03 y una vista de un ensayo en marcha desde aguas arriba de la pila. Esto permite describir con mayor detalle la forma de la fosa.

Como se observa en la figura 5.6, la parte más profunda de la fosa es una pequeña zona entre 1 y 3 cm de ancho, donde la profundidad de erosión es aproximadamente la misma.

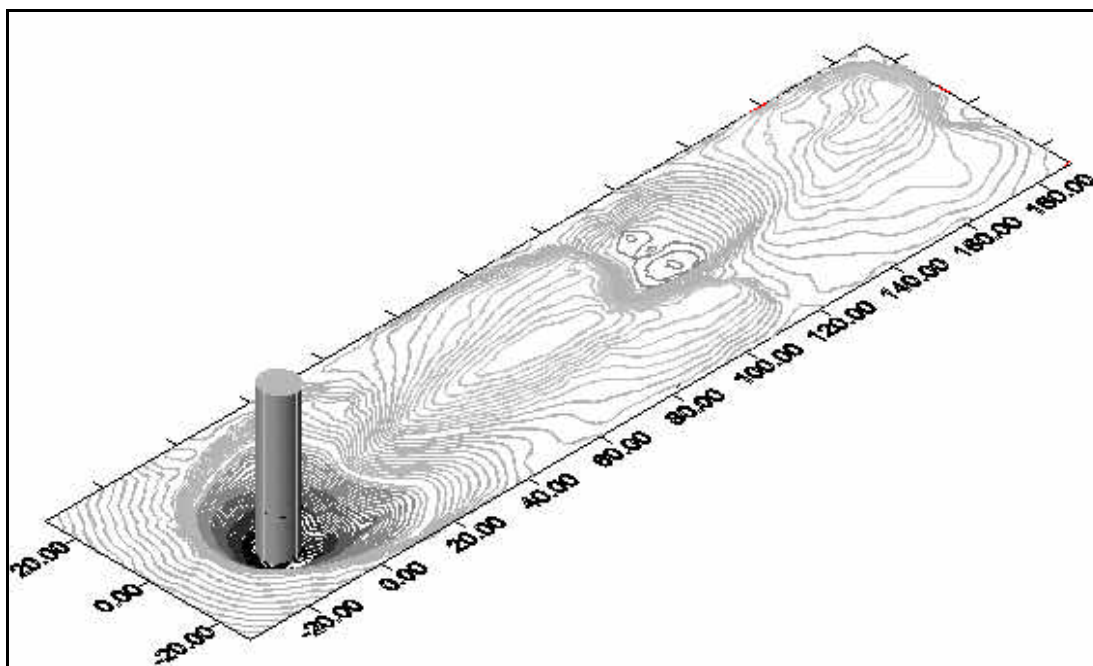


Figura 5.4. Restitución tridimensional del fondo del lecho al finalizar el ensayo E03. El origen del eje de coordenadas se ubica en el plano del lecho original sobre el eje de la pila. Las coordenadas se dan en cm.

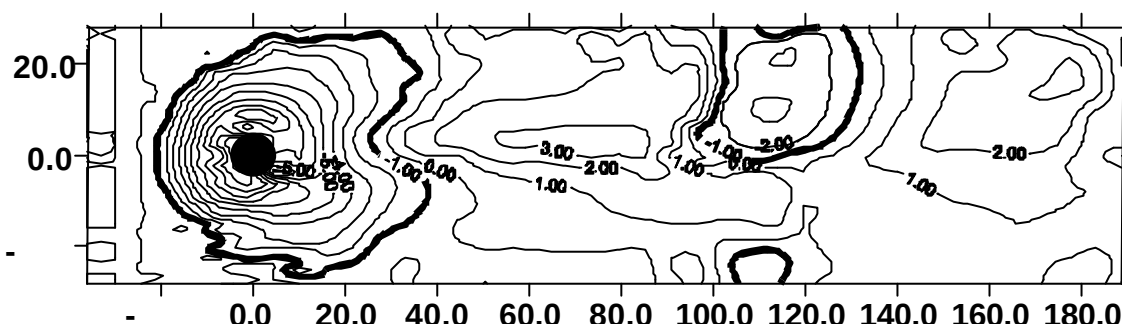


Figura 5.5. Curvas de nivel cada 1 cm a partir de los datos del relevamiento plani-altimétrico del fondo del lecho al finalizar el ensayo E03. El origen del eje de coordenadas se ubica en el eje de la pila; las magnitudes están en cm. El lecho original se encuentra a cota -1.00 cm.

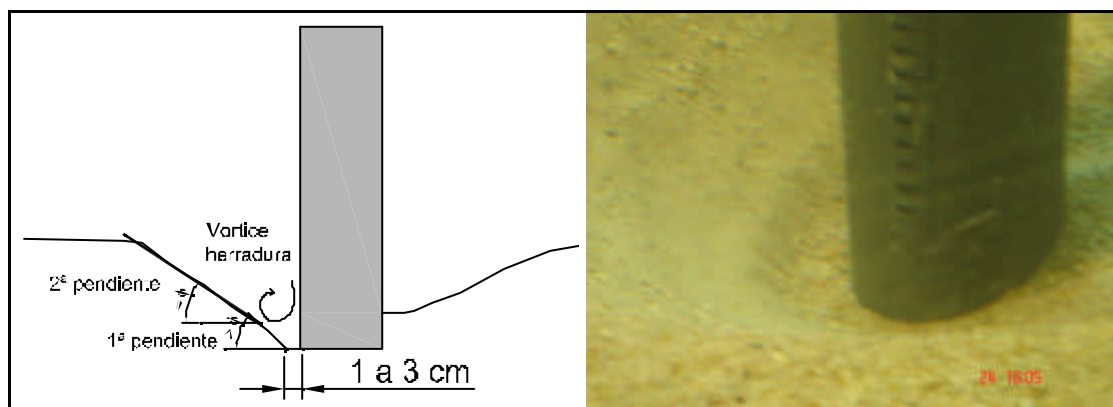


Figura 5.6. Corte longitudinal por el eje del canal donde se observa la posición del fondo del lecho al finalizar el ensayo E03 (izquierda). Vista del talud de aguas arriba de la fosa de erosión (derecha).

En esta zona, que podemos denominar: *base de la fosa*, es donde se desarrolla el vórtice herradura y por tanto donde se observa mayor actividad erosiva, incluso cuando el proceso se aproxima al equilibrio. A partir de esa base, la fosa avanza con dos pendientes diferentes. La primera, próxima a la zona del vórtice, algo más elevada que la pendiente dada por el ángulo de reposo interno del sedimento del lecho. La acción del vórtice es lo que permite que el material del fondo se mantenga estable en estas condiciones, con una pendiente mayor a la natural. La segunda pendiente es la situada en la parte superior del foso, es menor que la anterior y aproximadamente igual al ángulo de reposo interno del sedimento del lecho. La diferencia entre estas dos pendientes es pequeña, por lo que se puede asumir que la pendiente media es próxima a la dada por el ángulo de reposo del material del fondo.

A partir del relevamiento plani-altimétrico es posible obtener las dimensiones principales de la fosa y consecuentemente la pendiente media frontal y lateral de la fosa. La pendiente lateral y frontal medias son 27° y 30° respectivamente.

Con el objetivo de generalizar esta observación y en función del tiempo de ensayo disponible, se implementó una metodología más práctica y rápida para la determinación de las características geométricas de la fosa de erosión.

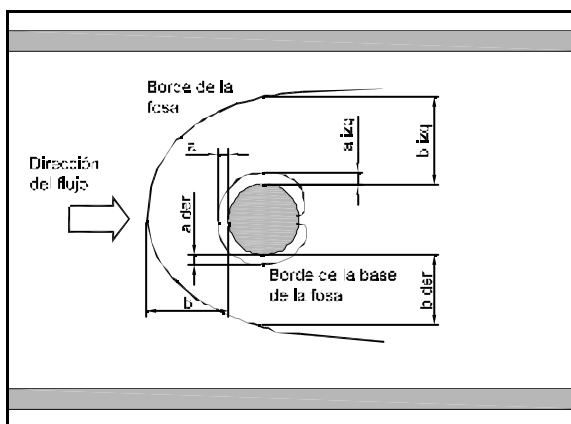


Figura 5.7. Dimensiones medidas de la fosa de erosión: distancia entre el borde superior de la fosa y el perímetro de la pila (b) y distancia entre el borde de la base de la fosa y el perímetro de la pila (a).

Al finalizar cada ensayo se midieron las dimensiones, indicadas en la figura 5.7, que caracterizan la forma de la fosa. En particular, la distancia entre el perímetro de la pila y los bordes de la fosa de erosión, tanto laterales como el borde frontal. En base a estos datos las pendientes laterales y frontal son 33.8° y 37.2° respectivamente, para el ensayo E03. Se observa una pequeña diferencia entre ambas maneras de calcular los ángulos de los taludes de la fosa. En realidad, son ángulos distintos, ya que a partir del relevamiento plani-altimétrico es posible obtener en detalle la geometría de la fosa de erosión, mientras que de esta manera se obtiene solo una aproximación de las pendientes de la fosa. Por lo tanto, ésta metodología se considera adecuada teniendo en cuenta que es una aproximación del ángulo medio de las pendientes de la fosa de erosión. Los resultados serán útiles al generalizar observaciones en cuanto a la geometría de la fosa de erosión.

En la tabla 5.4, se presentan los resultados de las mediciones de las características geométricas de la fosa, para todos los ensayos estacionarios. En algunos ensayos no fue posible registrar la totalidad de las dimensiones. De todas maneras, las dimensiones de mayor importancia se tomaron en todos los casos.

En la figura 5.8, se presenta los resultados de los ángulos dados por las pendientes frontales y laterales al finalizar los ensayos.

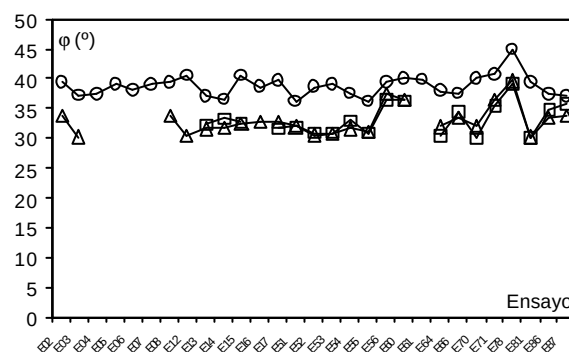


Figura 5.8. Ángulos de la pendiente frontal de aguas arriba (círculos) y de las pendiente lateral izquierda (triángulos) y derecha (cuadrados) resultante de cada ensayo.

Tabla 5.4. Dimensiones de la fosa de erosión al finalizar cada ensayo: profundidad de erosión (d_s); distancia entre el borde de la base de la fosa y el perímetro de la pila hacia aguas arriba (a), perpendicular al eje longitudinal del canal hacia la izquierda (a izq) y derecha (a der); distancia entre el borde superior de la fosa y el perímetro de la pila en las mismas direcciones (b), (b izq) y (b der); ángulos de las pendientes medias de la fosa en las mismas direcciones (j), (j izq) y (j der).

Ensayo	d_s (cm)	a (cm)	b (cm)	a der (cm)	b der (cm)	a iz (cm)	b iz (cm)	? AA	? der	? iz
E02	6.68	1.4	9.5	-----	10	-----	-----	39.5	-----	33.7
E03	11.39	2.5	17.5	-----	19.5	-----	-----	37.2	-----	30.3
E04	16.47	1.9	23.4	-----	-----	-----	-----	37.5	-----	-----
E05	10.37	2.5	15.2	-----	-----	-----	-----	39.2	-----	-----
E06	16.92	2.1	23.6	-----	-----	-----	-----	38.2	-----	-----
E07	14.18	2.1	19.6	-----	-----	-----	-----	39	-----	-----
E08	12.87	2	17.7	-----	19.4	-----	-----	39.3	-----	33.6
E12	16.95	2.7	22.5	-----	28.9	-----	-----	40.6	-----	30.4
E13	15.03	1.5	21.35	-----	24.3	-----	23.8	37.1	32.3	31.7
E14	12.26	1.5	18	-----	19.8	-----	18.6	36.6	33.4	31.8
E15	17.42	2.1	22.5	-----	27.6	-----	27.2	40.5	32.6	32.3
E16	16.52	1.5	22.2	-----	25.8	-----	-----	38.6	-----	32.6
E17	16.01	2.3	21.6	-----	24.8	-----	25.9	39.7	31.7	32.8
E51	12.89	1.45	19	2	20.6	1	20.7	36.3	31.9	32
E52	15.95	2	21.9	2.3	27.1	1.4	26.6	38.7	30.9	30.5
E53	17.2	1.5	22.6	1.8	29	1.5	28.6	39.2	31	30.7
E54	15.56	1.9	22	3	25.25	2.25	24	37.7	33	31.6
E55	14.96	2	22.4	2.4	24.8	2.1	24.9	36.3	31	31.1
E56	10.1	1.8	14	2.1	13.2	1.8	13.6	39.6	36.6	37.4
E60	7.96	1.2	10.7	1.6	10.7	1.1	10.8	40	36.4	36.6
E61	17.69	1.5	22.7	-----	-----	-----	-----	39.8	-----	-----
E64	16.46	1.5	22.6	2	26.4	1.4	27.8	38	30.6	31.9
E66	14.63	1.9	20.8	2.4	22.1	1.9	21.2	37.7	34.6	33.5
E70	4.37	1	6.2	1.5	7	1.1	7.5	40	30.2	32
E71	8.62	1.9	11.9	2.3	11.6	1.4	12.1	40.8	35.5	36.6
E78	16.28	1.4	17.6	2.5	19.6	1.5	20	45.1	39.1	39.7
E81	17.52	1.5	22.7	2.1	30.1	1.5	30.2	39.6	30.1	30.2
E86	11.55	1.4	16.5	2.4	17.5	1.7	16.6	37.4	34.8	33.4
E87	11.49	1.3	16.5	2.1	17.2	1.7	15.9	37.1	35.9	33.7

En primer lugar, en la figura se observa que los ángulos de las pendientes laterales izquierdas y derechas con prácticamente los mismos para cada ensayo. Esto era de esperar dada la sietría de la fosa de erosión ya mencionada.

De los datos medidos surge que los ángulos medios de las pendientes laterales y frontales son 36.4° y 38.8° respectivamente. Estos resultados se encuentran muy próximos al ángulo de reposo interno del material de fondo (entre 36° y 38°). La desviación estándar de los ángulos de los taludes frontales de todos los ensa-

yos es de 3° . Las diferencias ente el máximo y el mínimo ángulo de todos los ensayos es de 9° y 11° , para el talud frontal y lateral respectivamente.

Por lo tanto, en función de los datos recabados en este estudio y como primera observación no es posible afirmar que las pendientes de las fosas de todos los ensayos tienen aproximadamente las mismas características geométricas. Cabe agregar que estas dimensiones fueron producidas bajo diferentes con-

diciones hidráulicas y durante diferentes tiempos de ensayos.

Por otra parte, en la figura 5.8 se observa que las pendientes laterales son algo menores a la frontal en todos los ensayos

También, en función de la observación ocular de los ensayos se puede agregar que las pendientes frontales de la fosa de erosión son algo mayores en la fase inicial de la evolución de la fosa de erosión. Esta observación se puede adjudicar a la acción del vórtice herradura. En los primeros tiempo el vórtice es más potente, permitiendo que el material del fondo se mantenga estable para taludes más pronunciados que en tiempos posteriores donde el vórtice se debilita.

5.3.- Modelos de Evolución Temporal de la Profundidad de Erosión Local en Torno a Pilas Cilíndricas

5.3.1.- Presentación de Modelos de Evolución Temporal de la Profundidad de Erosión Local en Pilas Cilíndricas

En este punto se detalla, en base a la revisión bibliográfica reseñada en el Capítulo 2, la metodología empleada por algunos de los modelos que estiman la progresión temporal de la profundidad de erosión, en torno a pilas cilíndricas, para condiciones de flujo estacionario en agua clara con un lecho de sedimentos uniforme e inicialmente plano.

Existen trabajos sobre metodologías de estimación de la evolución temporal de la profundidad de erosión desde los años 60. Aquí se presentan algunos de los trabajos existentes. La elección de los modelos evaluados se basó en los siguientes criterios: (1) considerar la totalidad de los modelos encontrados en la revisión bibliográfica desarrollados en la última década; (2) descartar los modelos que en otros trabajos se haya concluido sobre la inconveniencia de su aplicación o cuya metodología sea similar a trabajos recientes; (3) incluir formulaciones que consideren la existencia de

la erosión final y otros que entienden que la progresión de la erosión es en forma asintótica a una erosión de equilibrio sin alcanzarla; (4) que los ensayos realizados en estas instancias pertenezcan a los rangos de aplicación de los modelos seleccionados; y (5) incluir los modelos donde se ha encontrado información que posibilite verificar su correcta implementación.

A partir de ello, han surgido siete modelos cuyo análisis se presenta en esta tesis. Estos son los trabajos de Shen et al (1966), Franzetti et al. (1989), Sumer (1992), Melville y Chiew (1999), Oliveto y Hager (2002), Mia y Nago (2003), y Chang et al (2004). A continuación se resume las metodologías desarrolladas por estos modelos.

5.3.1.1 Shen et al (1966)

El modelo mas antiguo analizado es el trabajo de Shen et al (1966). Estos autores llevaron a cabo 21 experimentos usando dos diámetros de pila y un solo tipo de sedimento. Variaron las condiciones hidráulicas (profundidad del flujo, velocidad media del flujo) tanto para condiciones de agua clara como de lecho vivo. Los rangos de parámetros adimensionales que abarcaron fueron los siguientes: $9.9 < Fr_s < 441$; $0.016 < Fr_p < 0.69$; $0.667 < h/D < 1.76$; $635 < D/d_{50} < 3810$; $26826 < Re < 443519$ y $23226 < Re_p < 604750$. A partir de sus datos, desarrollaron una ecuación empírica para la profundidad de erosión local en función del tiempo:

$$\frac{d_s}{d_{se}} = 1 - e^{-aE^2} \quad \text{Ec. 5.1}$$

donde

$$E = \left(Fr \frac{D}{h} \right)^{1/3} \ln \left(\frac{ut}{h} \right) \quad \text{Ec. 5.2}$$

y

$$a = 0.026 \cdot e^{((2.932)h)} \quad \text{Ec. 5.3}$$

con:

d_s : profundidad de erosión,

d_{se} : profundidad de erosión de equilibrio,

Fr : número de Froude,

D : diámetro de pila,

h : profundidad del flujo en las cercanías (en pies),

u : velocidad aguas arriba de la pila,

t : tiempo.

La crítica más fuerte sobre este modelo se centra en la ausencia de los parámetros dados por el sedimento en la dependencia de la progresión de la erosión. Por tanto se hace difícil extrapolar el modelo a otra serie de tamaños de granos distintos a las utilizadas en este trabajo.

5.3.1.2 Franzetti et al. (1989)

Franzetti et al. (1989) condujo experimentos de larga duración para comprobar si existe una erosión final y concluyó que ésta si es alcanzada, pero sólo luego de transcurrir 100 horas de ensayo. Por tanto, estos autores proponen acotar esa profundidad de erosión de equilibrio en función del tiempo de persistencia de las condiciones hidráulicas según la siguiente relación:

$$\frac{d_s}{d_{se}} = 1 - e^{-a \cdot (t/D)^b} \quad \text{Ec. 5.4}$$

con:

d_s : profundidad de erosión,

d_{se} : profundidad de erosión de equilibrio,

t : tiempo,

u : velocidad media aguas arriba de la pila.

D : diámetro de pila,

a : coeficiente determinado experimentalmente (=0.028 para pila cilíndrica),

b : coeficiente determinado experimentalmente (=0.333 para pila cilíndrica),

Esta relación funcional tiende de manera asintótica a la profundidad de erosión de equilibrio sin alcanzarla. Si bien reconocen la exis-

tencia de esta erosión observaron que se alcanza durante ensayos de muy largas duraciones, lo que justifica la relación funcional que proponen.

5.3.1.3 Sumer et al (1992)

Estos autores desarrollaron un modelo empírico, donde se asume que la profundidad de erosión evoluciona con el tiempo según una curva exponencial decreciente, al igual que Shen et al (1966). La ecuación es la siguiente:

$$\frac{d_s}{d_{se}} = 1 - e^{-t/T} \quad \text{Ec. 5.5}$$

donde

$$T = \frac{D^2}{\left(\left(\frac{r_s}{r} - 1\right) \cdot g \cdot d_{50}^3\right)} \cdot \frac{1}{2000} \cdot \frac{h}{D} \cdot \left(\frac{u_*^2}{\left(\left(\frac{r_s}{r} - 1\right) \cdot g \cdot d_{50}\right)}\right)^{-2.2} \quad \text{Ec. 5.6}$$

con:

d_s : profundidad de erosión,

d_{se} : profundidad de erosión de equilibrio,

t : tiempo,

D : diámetro de pila,

r_s : densidad del sedimento,

r : densidad del agua,

g : aceleración gravitacional,

d_{50} : tamaño medio del sedimento del lecho,

h : profundidad del flujo en las cercanías,

u_* : velocidad de corte aguas arriba de la pila.

Para la deducción de esta formulación se toma como hipótesis que el flujo es turbulento rugoso, en particular lo sugiere para el cálculo de la u_* . Esta afirmación resulta discutible para los parámetros utilizados generalmente en laboratorio. Por lo tanto, puede conducir directamente a errores en las estimaciones de la u_* y consecuentemente en los resultados de las erosiones.

5.3.1.4 Melville y Chiew (1999)

Melville y Chiew (1999) analizaron el tiempo necesario para alcanzar la erosión de equilibrio bajo condiciones de agua clara. En este artículo proponen un factor de escala de tiempo para incluir el efecto de la duración del evento erosivo. Este factor de escala se aplica sobre los resultados de erosión de equilibrio, a partir de la metodología propuesta por Melville (1997), para así obtener la profundidad de erosión en determinado instante de tiempo. Los autores definen el tiempo de equilibrio (t_e) como el tiempo en que la profundidad de erosión no crece mas de el 5% del diámetro de pila en las sucesivas 24 horas.

Definieron la escala de tiempo adimensional como $t^*=u \cdot t_e/D$, donde u es la velocidad media aguas arriba de la pila y D es el diámetro de pila. Experimentalmente, encontraron que t_e y consecuentemente t^* dependen exclusivamente de u/u_c , D/d_{50} y h/D . A partir de los resultados de sus propios ensayos, complementados con los de Ettema (1980), ajustaron las dependencias de los parámetros antes mencionados. Como resultado del ajuste, proponen para la estimación de la evolución temporal de la profundidad de erosión la siguiente ecuación:

$$\frac{d_s}{d_{se}} = \exp \left[-0.03 \cdot \left(\frac{u_c}{u} \cdot \ln \left(\frac{t}{t_e} \right) \right)^{1.6} \right]$$

Ec. 5.7

con

$$t_e \text{ (dias)} = 48.26 \cdot \frac{D}{u} \left(\frac{u}{u_c} - 0.4 \right) \quad \text{si} \quad h/d > 6$$

Ec. 5.8

$$t_e \text{ (dias)} = 30.89 \cdot \frac{D}{u} \left(\frac{u}{u_c} - 0.4 \right) \cdot \left(\frac{h}{D} \right)^{0.25} \quad \text{si} \quad h/d \leq 6$$

Ec. 5.9

Los rangos de parámetros adimensionales de los ensayos con los que se ha ajustado y verificado la ecuación son: $2.89 < Fr_s < 19.1$; $0.018 < Fr_p < 1.17$; $0.197 < h/D < 21.05$;

$$15 < D/d_{50} < 222; \quad 6220 < Re < 600000 \quad \text{y} \quad 2800 < Re_p < 101600.$$

5.3.1.5 Oliveto y Hager (2002)

Estos autores presentan una nueva formulación de estimación de la evolución temporal de la profundidad de erosión local. Estiman la profundidad de erosión en función de la profundidad del flujo y de la velocidad de acercamiento, el efecto de la granulometría del sedimento fue incorporado por medio del numero de Froude sedimentológico. Esta formulación resulta ser un método de estimación directo y sencillo que surge de un análisis dimensional coherente, aunque no termina de explicar bien los efectos viscosos y su exclusión en el análisis. La ecuación propuesta es la siguiente:

$$\frac{d_s}{(h_o D)^{1/3}} = 0.068 \cdot N \cdot s^{-1/2} \cdot F_d^{1.5} \cdot \log T$$

Ec. 5.10

con,

$$s = \left(\frac{d_{84}}{d_{16}} \right)^{1/2}$$

Ec. 5.11

$$F_d = \frac{V}{\sqrt{g(s-1)d_{50}}}$$

Ec. 5.12

$$T = \frac{t \cdot s^{1/3} \cdot (g(s-1)d_{50})^{1/2}}{(h_o D^2)^{1/3}}$$

Ec. 5.13

donde,

d_s : profundidad de erosión,

h_o : profundidad del flujo en las cercanías,

D : diámetro de pila,

N : factor de forma de la pila (igual a 1 para pilas cilíndricas),

s : desviación estándar del sedimento

d_{84} : diámetro de grano de percentil 84,

d_{16} : diámetro de grano de percentil 16,

F_d : número de Froude de partícula o del sedimento,

V : velocidad aguas arriba de la pila,

s : peso específico del sedimento,

d_{50} : tamaño medio de grano,

T : tiempo adimensional,

t : tiempo.

Los autores señalan que las principales limitaciones de esta ecuación son: (1) $d_{50} > 0.80 \text{ mm}$ para excluir efectos viscosos; (2) geometría del canal de sección rectangular; (3) profundidad del flujo relativa al tamaño de grano mayor a 5-10, para excluir los efectos de la macrorrugosidad y (4) el flujo debe ser en condiciones de agua clara (Oliveto y Hager, 2002). De acuerdo a Oliveto y Hager (2005), la Ecuación 5.10 funciona cuando el número de Froude sedimentológico de inicio de movimiento (F_t) es $0.60 < F_t < 1.20$.

5.3.1.6 *Mia y Nago (2003)*

Estos autores proponen un método de diseño para predecir la profundidad de erosión con el tiempo, a partir de los resultados de su programa experimental. A su vez, presentaron la eficiencia de su método a través de la comparación con datos experimentales de varias fuentes y con los resultados del modelo propuesto por Kothyari et al. (1992).

El método que proponen se basa en un balance de sedimento en la fosa de erosión y en particular en la ecuación de transporte de sedimento. La forma de la fosa, invariante en el tiempo, se considera como un cono truncado invertido de pendiente igual a la pendiente dada por el ángulo de reposo del material del lecho.

Este procedimiento de cálculo considera que la progresión de la fosa de erosión se detiene cuando la velocidad de corte dentro de la fosa alcanza el valor crítico de inicio de movimiento. Es decir que, el equilibrio de la profundidad de erosión local es alcanzado cuando la tensión de corte del lecho dentro de la fosa de erosión tiende a la tensión de corte crítica de inicio de movimiento.

El método actualiza para cada intervalo de tiempo el área transversal del vórtice herradura para la profundidad de erosión resultante del intervalo anterior. Para esta nueva geometría del vórtice herradura, se estima la velocidad de corte dentro de la fosa y la tasa volumétrica de transporte sedimento para el intervalo en consideración. Finalmente se tienen todos los elementos para determinar la profundidad de erosión correspondiente a este intervalo de tiempo.

El algoritmo resumido en el párrafo anterior se basa en relaciones que resultan de su propio trabajo, de Kothyari et al. (1992) y de la teoría de Yalin (1977) para la variación de transporte de sedimento por unidad de ancho. Con la teoría de Yalin (1977) y el volumen dado por la forma de la fosa, expresan la profundidad de erosión en cualquier instante de tiempo como:

$$d_{st} = \sqrt{\frac{6 \tan f}{p} \left(\sum_{i=0}^n q_{st_i} \right) + \frac{9D^2 \tan^2 f}{16} - \frac{3D \tan f}{4}} \quad \text{Ec. 5.14}$$

donde:

$$q_{st} = 1.80 d_{50} u_{*t} s_t \left(1 - \frac{1}{as_t} \ln(1 + as_t) \right) \quad \text{Ec. 5.15}$$

$$s_t = \frac{u_{*t}}{u_{*c}} - 1 \quad \text{Ec. 5.16}$$

$$a = 2.45 \frac{\sqrt{y_c}}{\left(\frac{r_s}{r} \right)^{0.4}} \quad [5.16]$$

con

d_{st} : profundidad de erosión en el instante t ,

f : ángulo de reposo interno del material del lecho,

q_{st} : tasa de transporte de sedimento volumétrico por unidad de ancho,

D : diámetro de pila,

d_{50} : tamaño medio de grano del material del lecho,

u_{*t} : velocidad de corte en la nariz de la pila en el instante t ,

u_{*c} : velocidad de corte crítica de inicio de movimiento,

y_c : parámetro adimensional de inicio de movimiento dado por van Rijn (1993),

r_s : densidad específica del sedimento,

r : densidad específica del agua.

El área transversal del vórtice herradura en cualquier instante de tiempo se determina a partir de:

$$A_t = A_0 + A_{st} \quad \text{Ec. 5.17}$$

donde

$$A_0 = \frac{p}{4} D_v^2 \quad \text{Ec. 5.18}$$

$$A_{st} = \frac{1}{2} \frac{d_{st}^2}{\tan f} \quad \text{Ec. 5.19}$$

$$\frac{D_v}{h} = 0.28 \left(\frac{D}{h} \right)^{0.85} \quad \text{Ec. 5.20}$$

con

A_t : Área transversal del vórtice herradura en cualquier instante de tiempo,

A_0 : Área transversal del vórtice herradura en el instante inicial,

A_{st} : Área transversal de la fosa de erosión en cualquier instante de tiempo,

D_v : Diámetro del vórtice herradura.

Para determinar la velocidad de corte en la nariz de la pila en cualquier instante de tiempo han modificado la relación de Kothyari (1992), resultando:

$$u_{*t} = 3.3 \cdot u_* \cdot \left(\frac{A_0}{A_t} \right)^{0.29} \quad \text{Ec. 5.21}$$

Los rangos de parámetros adimensionales de los ensayos con los que se han ajustado y verificado las ecuaciones que emplea este algoritmo son: $7.69 < Fr_s < 45.36$; $0.049 < Fr_p < 0.556$; $0.667 < h/D < 7$; $16.67 < D/d_{50} < 384.62$; $29820 < Re < 343200$ y $11000 < Re_p < 85800$.

5.3.1.7 Chang et al (2004).

Chang et al. (2004) presentan, en base a datos experimentales, un modelo de simulación de la evolución de la profundidad de erosión alrededor de pilas cilíndricas bajo condiciones de flujo estacionario en lechos de sedimento uniforme y no uniforme. Los datos experimentales son los obtenidos de los ensayos desarrollados por ellos y los de Ettema (1980). El modelo construido por los autores se puede expresar como:

$$\frac{d_s}{D} = 0.08 \cdot K_s \cdot K_v \cdot T_c^{-1.3} \cdot T \quad \text{si} \quad 0 \leq T \leq T_c \quad \text{Ec. 5.22}$$

$$\frac{d_s}{D} = \frac{d_{se}}{D} - 0.27 \cdot K_s \cdot K_v \cdot (T^{-0.3} + 0.41) \quad \text{si} \quad T_c \leq T \leq 0.04 \quad \text{Ec. 5.23}$$

$$\frac{d_s}{D} = \frac{d_{se}}{D} - 1.1 \cdot K_s \cdot K_v \cdot (T - 2.22T^{0.45} + 1.22) \quad \text{si} \quad 0.04 \leq T \leq 1 \quad \text{Ec. 5.24}$$

con

d_s : profundidad de erosión en el instante t ,

d_{se} : profundidad de erosión de equilibrio,

D : diámetro de la pila,

K_s : coeficiente de corrección para sedimentos no uniformes,

K_v : coeficiente de corrección por la intensidad de flujo ($=u/u_c-0.4$),

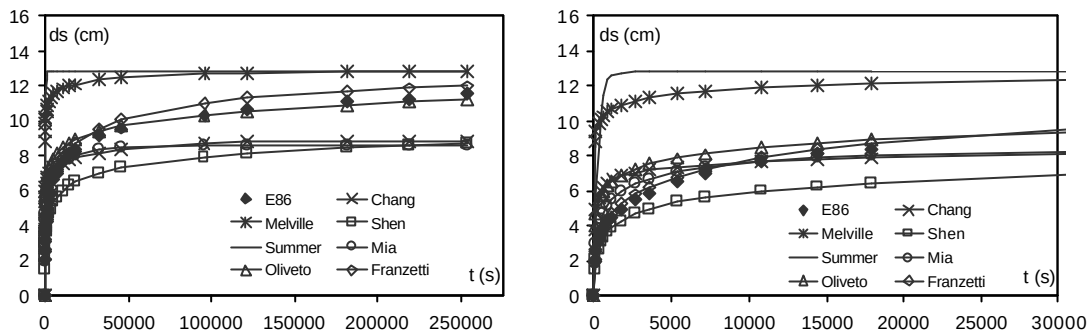


Figura 5.9. Gráfico comparativo de los siete modelos implementados con los resultados experimentales del ensayo E86, con distinta escala de tiempo: todo el ensayo (izquierda) y los primeros 30000 segundos (derecha).

T : tiempo adimensional ($=t/t_e$),

t_e : tiempo de la erosión de equilibrio (se ajusta el valor dado por Melville y Chiew (1999) con un coeficiente de sedimento no uniforme)

donde,

$$T_c = \left(\frac{d_{se}/D}{0.35 \cdot K_s \cdot K_v} - 0.31 \right)^{-3.33} \quad \text{Ec. 5.25}$$

Los rangos de parámetros adimensionales de los ensayos con los que se han ajustado y verificado las ecuaciones que emplea este algoritmo son: $0.05 < Fr_p < 0.16$; $1.5 < h/D < 3$; $100 < D/d_{50} < 140$; $34000 < Re < 106500$ y $22700 < Re_p < 39000$.

5.3.2.- Evaluación de los Modelos de Evolución Temporal de la Profundidad de Erosión Local Bajo Condiciones Estacionarias.

5.3.2.1 Comparación entre resultados experimentales y calculados de la evolución temporal de la profundidad de erosión local.

El objetivo de este punto es validar un procedimiento de cálculo para la evolución temporal de la erosión local alrededor de pilas cilíndricas bajo condiciones estacionarias de flujo en agua clara. En este sentido se han implementado los siete modelos explicitados anteriormente para las condiciones de los ensayos realizados. La figura 5.9 es la gráfica comparativa de los siete modelos contra los datos experimentales del ensayo E86.

Se nota en primer lugar el amplio rango de resultados que existe entre las predicciones realizadas. Los modelos de Sumer et al (1992) y Melville y Chiew (1999) predicen muy mal la evolución temporal de la profundidad de erosión, estimando valores muchos mayores a los medidos. Esto se puede explicar la propia génesis de estas expresiones, ya que han sido obtenidas como envolventes de datos experimentales.

Los valores previstos por el modelo de Shen et al (1966) son menores a los resultados experimentales para toda la duración del ensayo.

Los resultados del resto de los modelos, Franzetti et al. (1989), Oliveto y Hager (2002), Mia y Nago (2003), y Chang et al (2004), se confunden en el entorno de las profundidades de erosión medidas. Nótese que para tiempo mayor a 30.000 segundos (algo más de 8 horas) el modelo que mejor reproduce los datos experimentales es el de Oliveto y Hager (2002). A su vez, para tiempos menores el modelo que mejor predice la evolución temporal de la profundidad de erosión es el propuesto por Franzetti (1989).

En general estas observaciones se cumplen para la mayoría de los ensayos. Los resultados gráficos comparativos de los modelos implementados contra los resultados experimentales de todos los ensayos se incluyen en el Anexo B.

En la figura 5.10 se presenta gráficamente la comparación entre las profundidades de erosión estimadas y los resultados de laboratorio para cada uno de los métodos de cálculo implementados. Este gráfico es útil para observar

el comportamiento de los modelos implementados en todos los ensayos realizados.

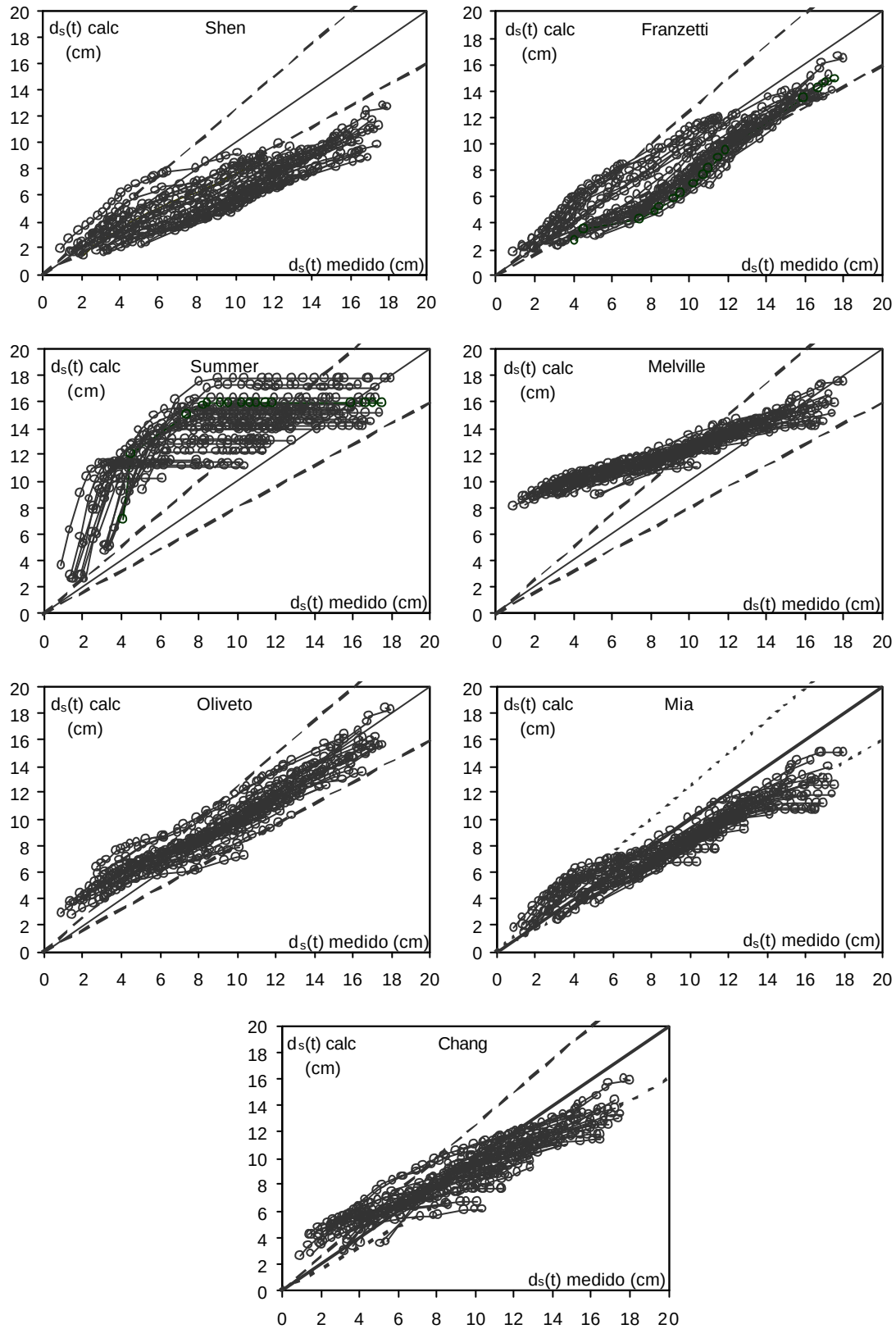


Figura 5.10. Comparación entre las profundidades de erosión medidas y las calculadas con los siete modelos implementados. La línea continua representa el ajuste perfecto y la banda determinada por la línea a trazos representa la banda de ajuste con 25% de error. Las curvas corresponden a cada ensayo. Las coordenadas de cada punto en cada

curva son en absisas el valor medido y en ordenadas el calculado por ese modelo, en ese instante de tiempo y en esas condiciones de ensayo.

Aquí se verifica que los modelos de Sumer et al (1992) y Melville y Chiew (1999) ajustan muy mal con los resultados experimentales. También, que los resultados de Shen et al (1966) subestiman los valores de erosión obtenidos en el laboratorio, incluso saliendo de la banda de error del 25% en la gran mayoría de los ensayos. El resto de los modelos se comportan, en mayor o menor medida, de manera aceptable considerando el rango de error del 25%.

Cabe notar las siguientes particularidades:

- Los resultados del modelo de Franzetti et al. (1989), para profundidades entre 4 y 12 cm aproximadamente, se apartan del ajuste perfecto tendiendo, incluso retirándose, de la banda de error del 25%.
- Los resultados del modelo de Oliveto y Hager (2002) son los que mas se acercan a la línea de ajuste perfecto con los resultados experimentales, a menos de las profundidades de erosión menores a 7 cm (inicios del proceso erosivo).
- El modelo de Mia y Nago (2003), en general, subestima las profundidades de erosión, apartándose del rango del error de 25% en varios de los ensayos.
- Los resultados obtenidos con el modelo de Chang et al (2004) son mayores que los resultados experimentales para profundidades medidas menores a 7 cm aproximadamente y para profundidades medidas mayores a 12 cm aproximadamente, las profundidades de erosión calculadas son mayores a los registrados.

Con los resultados obtenidos de los modelos implementados y los resultados experimentales se calculó el error cuadrático medio, la media y la varianza del cuadrado de las diferencias entre las profundidades de erosión medida y calculadas. Estas diferencias se determinaron para cada instante de tiempo de cada ensayo. El error cuadrático medio se determina de la siguiente manera:

$$e = \sqrt{\frac{\sum (d_s^{\text{medido}} - d_s^{\text{calc}})^2}{n}} \quad \text{Ec. 5.26}$$

donde,

e : error cuadrático medio,

d_s^{medido} : profundidad de erosión medida en un instante de tiempo de un ensayo,

d_s^{calc} : profundidad de erosión calculada en un instante de tiempo de un ensayo,

n : cantidad de profundidades de erosión medidas en todos los ensayos.

Los resultados se presentan en la tabla 5.5. De la tabla se observa que los resultados obtenidos de la ecuación de Oliveto y Hager (2002) son lo que proporcionan menor error cuadrático medio, menor media y varianza de los cuadrados de las diferencias de las profundidades de erosión medidas y calculadas.

Tabla 5.5. Error cuadrático medio, media y varianza de los cuadrados de las diferencias entre las profundidades de erosión calculadas y medidas al cuadrado por las ecuaciones de Chang, Melville (Mel), Shen, Sumer, Mia, Oliveto (Oliv) y Franzetti (Franz)

	Chang	Mel	Shen	Sumer	Mia	Oliv	Franz
e	1.76	3.63	3.62	4.91	1.91	1.32	1.90
media	3.30	13.15	13.12	24.11	3.64	1.74	3.62
varianza	17.10	220.38	170.88	503.18	27.74	6.15	11.68

5.3.2.2 Elección del modelo de evolución temporal de la erosión bajo flujo estacionario

En función de las observaciones realizadas anteriormente, se puede afirmar que el modelo propuesto por Oliveto y Hager (2002) (ecuación 5.10) es el que mejor se ajusta a los resultados experimentales de los ensayos llevados a cabo en esta instancia. Entonces, se valida este procedimiento de cálculo directo para la evolución temporal de la erosión local alrededor de pilas cilíndricas bajo condiciones estacionarias de flujo.

En la figura 5.11 se presenta la comparación entre los resultados experimentales y la ecuación 5.10.

Los resultados del ensayo E02 (cuadrados en la figura 5.11) y los inicios de los ensayos E05, E54, E55, E56, E60, E71, E86 y E87 (cruces en la figura 5.11) no se ajustan aceptablemente a la ecuación 5.10. Esto puede deberse a que la ecuación 5.10 estima la máxima profundidad de erosión en torno a la pila para un tiempo determinado. Las profundidades de erosión registradas en los ensayos corresponden a la generatriz de aguas arriba de la pila que en esos casos no coincide con la máxima. Esto se debe a que la máxima profundidad de erosión en torno a la pila tarda cierto tiempo en migrar desde los bordes laterales hacia el frente de la misma (punto de medición en los ensayos). Para estos ensayos las profundidades medidas en ese punto no coinciden entonces con las máximas en torno a toda la pila. En los ensayos donde el mal ajuste se da en el inicio puede argüirse la misma razón.

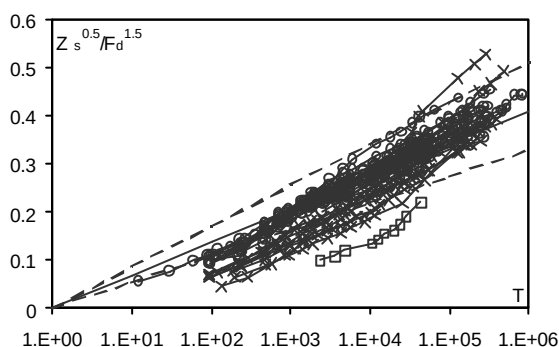


Figura 5.11. Comparación entre los datos experimentales y la ecuación de Oliveto y Hager (2002) -línea continua-. Los círculos son los resultados de los ensayos que han ajustado aceptablemente, las cruces son los resultados que ajustan mal al inicio de los mismos y los cuadrados es el ensayo E02 de mal ajuste para toda la duración del ensayo. Las líneas a trazos delimitan el rango de la ecuación de Oliveto y Hager (2002) con un error del 25%.

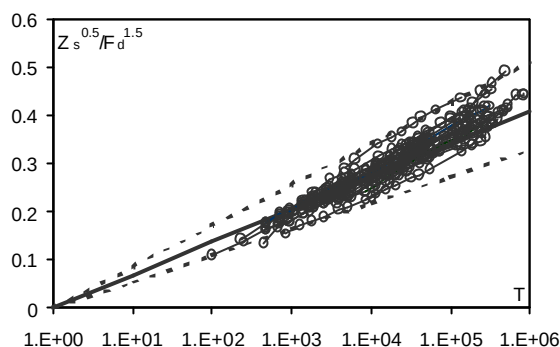


Figura 5.12. Comparación entre los datos experimentales y la ecuación de Oliveto y Hager (2002) -línea continua-, cuando la profundidad de erosión máxima en torno a la pila coincide con la profundidad de erosión en el borde frontal de la pila. Las líneas a trazos delimitan el rango de la ecuación de Oliveto y Hager (2002) con un error del 25%.

En la figura 5.12 se presenta la comparación entre la ecuación 5.10 y los resultados experimentales cuando la profundidad de erosión máxima en torno a la pila coincide con la profundidad de erosión en el borde frontal de la misma.

Por tanto se puede afirmar que si las limitaciones indicadas por la ecuación 5.10 se tienen en cuenta, los resultados experimentales se encuentran entre $\pm 25\%$ de los estimados por la formulación y consecuentemente el ajuste es aceptable. Es decir que, para flujos estacionarios, la erosión evoluciona de manera logarítmica con el tiempo como lo describe la ecuación de Oliveto y Hager (2002). Entre las formulaciones existentes, en particular entre las analizadas, se elige esta metodología para la estimación de la evolución temporal de la profundidad de erosión en torno a pilas cilíndricas cimentadas sobre lechos de material uniforme y bajo flujos estacionarios.

5.4.- Resumen y Conclusiones

Los trabajos encontrados en la literatura muestran que diseñar con la profundidad de erosión máxima de equilibrio conduce a diseños conservadores y antieconómicos. De esta observación surge la motivación para el análisis de la evolución temporal de la profundidad de erosión bajo condiciones de flujo estacionarias.

En este Capítulo se han presentado los resultados de los 29 ensayos realizados. Se trata de la evolución temporal de la profundidad de erosión frente a la pila cilíndrica cimentada sobre lecho granular uniforme y bajo la acción de un caudal constante (flujo estacionario).

Se ha analizado la evolución del proceso erosivo. Aquí se han identificado las distintas fases del proceso: inicio de erosión, etapa erosiva y aproximación al equilibrio. Además, se analizó cualitativamente la duración de la fase inicial del proceso, donde se puede concluir que existe correlación entre las características hidráulicas del ensayo y la duración de esa fase.

En cuanto a la forma de la fosa, se ha verificado el comportamiento descrito por otros autores. La geometría de la fosa de erosión se puede asumir como un cono invertido truncado. La pendiente media hacia aguas arriba es prácticamente igual a la del ángulo de reposo del material del lecho. Las pendientes laterales son apenas algo más tendidas que la pendiente hacia aguas arriba. La forma de la fosa de erosión evoluciona con el tiempo manteniendo su forma simétrica. Por otra parte, es necesario estudiar con mayor rigurosidad y detalle la geometría de la fosa de erosión; en particular la evolución de la geometría de la fosa de erosión durante los ensayos en marcha.

Entre los varios estudios que analizan la dependencia del tiempo en la profundidad de erosión para condiciones de flujo estacionario se han implementado los modelos propuestos por: Shen et al (1966), Franzetti et al. (1989), Sumer et al (1992), Melville y Chiew (1999), Oliveto y Hager (2002), Mia y Nago (2003), y Chang et al (2004). El amplio rango de resultados que existe entre las predicciones realizadas por los distintos modelos muestra la dificultad que presenta lograr predecir de manera aceptable la evolución temporal de la erosión local.

La ecuación propuesta por Oliveto y Hager (2002) (ecuación 5.10) es la que mejor predice la evolución temporal de la profundidad de erosión local alrededor de pilas de puentes bajo condiciones estacionarias siempre y cuando se respeten los rangos de aplicabilidad de las distintas variables involucradas. Esta metodología de estimación directa y sencilla esta basada en un estricto análisis dimensional, y los parámetros adimensionales que presentan parecen ser los mas adecuados para describir este fenómeno.

Finalmente, parece ser necesario continuar trabajando para ampliar el rango de validez de la ecuación 5.10. Es conveniente, a su vez, verificar los resultados con datos de campo de manera de minimizar los efectos de escala.

CONCLUSIONES Y FUTURAS LINEAS DE TRABAJO

6.1.- Conclusiones

En el **Capítulo 1** se definió como objetivo general de este trabajo *avanzar en el conocimiento del fenómeno de erosión local en torno a pilas cilíndricas y de su evolución temporal, con aplicaciones directas en los cálculos de erosiones para el diseño.*

En el **Capítulo 2** se ha presentado el estado del conocimiento de los aspectos más relevantes de las erosiones en pilas. El primer punto recopilado de la bibliografía refiere a las características del flujo y del proceso erosivo alrededor de una pila cilíndrica. El segundo aspecto detallado es el marco de análisis comúnmente desarrollado por los trabajos publicados, en torno al concepto de profundidad de erosión local máxima o de equilibrio y la descripción, que éstos hacen, de los efectos de los distintos parámetros sobre la profundidad de erosión. Finalmente se han recopilado las particularidades de los estudios desarrollados sobre la evolución temporal de la profundidad de erosión local bajo condiciones estacionarias.

En lo que respecta a la descripción del flujo en torno a la pila los investigadores de la erosión en torno a estructuras están básicamente de acuerdo. También coinciden en que los principales motores de la erosión en torno a una pila son el flujo secundario descendente y el vórtice herradura. Pero en cuanto al peso rela-

tivo del flujo descendente y del vórtice herradura en el proceso erosivo difieren en algunos aspectos. Respecto al proceso general del desarrollo de la fosa de erosión, se ha encontrado un acuerdo generalizado entre los varios autores que han estudiado el tema, con diferencias en detalles, como la posición exacta del comienzo de la fosa.

El fenómeno de erosión local es sumamente complejo, por lo que la inmensa mayoría de las investigaciones son empíricas. El abordaje empírico ha llevado a expresiones para la erosión de equilibrio, como la de Melville y Coleman (2000), Richardson y Davis (1995), entre otros, en las que las fórmulas se descomponen en factores que dependen de distintas variables independientemente y luego multiplican esos efectos. Por otra parte, esas expresiones presentan ciertas limitaciones relacionados a los problemas de escalado y a las simplificaciones que se realizan en el laboratorio.

En otro orden, los trabajos desarrollados hasta la fecha no terminan de explicar bien varios aspectos como ser: los efectos viscosos y en particular la exclusión de los mismos en análisis del proceso erosivo, así como la importancia del número de Froude de pila en las formulaciones de estimación de la profundidad de erosión de equilibrio. Consecuentemente, es necesario mayor estudio, análisis y discu-

sión de la influencia de la viscosidad y del número de Froude de pila en el proceso erosivo.

Entonces, resulta determinante analizar el peso de los distintos parámetros adimensionales que intervienen (en particular la influencia de la viscosidad y el número de Froude de pila) para interpretar los resultados de los experimentos realizados. Esto ha motivado que, en el Capítulo 4, se desarrolle un estricto análisis dimensional como soporte del estudio de la influencia de las distintas variables en la profundidad de erosión de equilibrio.

Al analizar el efecto del tiempo en la erosión local, hay cierta discrepancia entre los autores acerca de la existencia o no de la erosión de equilibrio. Existen métodos de estimación que van desde la simplicidad que implica calcular aplicando una sola ecuación algebraica hasta modelos que se resuelven con complejos métodos de cálculo o resoluciones de ecuaciones diferenciales. A su vez, las distintas formulaciones existentes que estiman la profundidad de erosión proporcionen un amplio rango de variación de los resultados.

A nivel nacional, se deben destacar los pioneros trabajos sobre sedimentación y erosión desarrollados, en la década del 60, en el entonces llamado Departamento de Mecánica de los Fluidos del Instituto de Máquinas de la Facultad de Ingeniería y Agrimensura, por el Prof. Ing. Oscar Maggiolo.

A pesar de las varias investigaciones realizadas y de los avances significativos logrados en las últimas décadas entorno a la evolución temporal de la profundidad de erosión local bajo flujos estacionarios y no estacionarios y siendo notorio que las fundaciones de puentes fallan principalmente durante crecientes, se concluye que este problema no ha recibido hasta ahora la suficiente atención, que los resultados de las investigaciones en la temática son aún limitados y por tanto es necesario continuar avanzando en el conocimiento de este fenómeno.

En este estudio se aborda la problemática de la socavación en pilas de puentes a través de un tratamiento experimental. Por tanto, este enfoque forma parte sustancial del trabajo y es a partir de los resultados experimentales que

se han estudiado los dos objetivos específicos señalados en el Capítulo 1.

El **Capítulo 3** se dedica a la metodología experimental. Allí se presentan las herramientas experimentales disponibles, las características de los materiales utilizados y el plan de ensayos desarrollado. Los ensayos principales, base de este trabajo, incluyen experimentos de la evolución temporal de la profundidad de erosión local bajo flujo estacionario. El estudio experimental fue desarrollado en el Laboratorio de Hidráulica de la Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de la Universidad de Castilla-La Mancha (UCLM), España.

Con motivo de lograr el objetivo general de este trabajo se propusieron los dos objetivos específicos antes citados:

1. analizar la influencia de las distintas variables en la profundidad de erosión de equilibrio, a partir de un estricto análisis dimensional y así obtener formulaciones aproximadas para el cálculo de la profundidad de socavación de equilibrio
2. validar un modelo de evolución temporal de la profundidad de erosión en torno a una pila cilíndrica cimentada en lecho granular uniforme bajo condiciones de flujo estacionario

El primer objetivo, abordado en el Capítulo 4, incluye el análisis de las técnicas actuales de cálculo usualmente utilizada en el diseño de fundaciones de obras, con relación al problema de la socavación. El alcance del segundo objetivo específico aporta mejoras a dichas técnicas de cálculo. En este trabajo se verifica y propone un esquema de cálculo que estima la evolución de la profundidad de erosión para condiciones de flujo estacionario. El Capítulo 5 se dedica a este segundo.

En el **Capítulo 4**, sobre la base de datos experimentales, se presentan formulaciones aproximadas para el cálculo de la profundidad de socavación de equilibrio y se analiza la pertinencia de incluir a la intensidad de flujo como parámetro descriptor de la erosión de equilibrio.

Allí, el análisis dimensional desarrollado y su aplicación a un conjunto de datos de 96 ensayos de laboratorio publicados, permite concluir que para los rangos de los parámetros adimensionales empleados, la socavación relativa de equilibrio puede expresarse por una relación del tipo:

$$\frac{d_{se}}{D} = f\left(\frac{V}{\sqrt{gD}}, \frac{D}{d_{50}}\right)$$

o

$$\frac{d_{se}}{D} = f\left(\frac{V}{\sqrt{gd_{50}}}, \frac{D}{d_{50}}\right)$$

Para valores del parámetro $D/d_{50} > 100$ prevalece el efecto del número de Froude de pila ($V/(gD)^{0.5}$), mientras que para los casos en que $D/d_{50} < 100$ prevalece el efecto del número de Froude del sedimento ($V/(gd_{50})^{0.5}$).

La expresión 4.10 propuesta:

$$\frac{d_{se}}{D} \cong \begin{cases} 1.30 \ln(Fr_p) + 3.13 & \text{si } D/d_{50} \geq 100 \\ 1.70 \ln(Fr_s) - 0.49 & \text{si } D/d_{50} < 100 \end{cases}$$

se puede utilizar como una aproximación aceptable para los rangos de los parámetros manejados y si se acepta un margen de error no menor al 25%.

La influencia del número de Reynolds no puede ser establecida ni descartada con claridad a partir de los datos utilizados ya que en general existe una correlación experimental importante entre los valores del número de Reynolds y el número de Froude de pila o el número de Froude del sedimento. Resulta clara la necesidad de profundizar el trabajo experimental para dilucidar en forma más firme la importancia de la profundidad relativa y del número de Reynolds.

Por otra parte, en condiciones de laboratorio usuales ($d_{50} < 0.001\text{m}$, $r_s/r - 1 \cong 1.65$ y condiciones de agua clara) y asumiendo que los efectos viscosos son insignificantes en el fenómeno de erosión local, la intensidad de flujo

no es un parámetro pertinente para representar la profundidad de erosión de equilibrio.

El **Capítulo 5** se dedica al análisis de los datos experimentales obtenidos de los ensayos realizados bajo condiciones estacionarias y a la elección de una metodología para la estimación de la evolución temporal de la profundidad de erosión bajo esas condiciones.

En este Capítulo se han presentado los resultados de los 29 ensayos realizados. Se trata de la evolución temporal de la profundidad de erosión frente a la pila cilíndrica cimentada sobre lecho granular uniforme y bajo la acción de un caudal constante (flujo estacionario).

Además, se analizó cualitativamente la duración de la fase inicial del proceso erosivo, donde se puede concluir que existe correlación entre las características hidráulicas del ensayo y la duración de esa fase.

En cuanto a la forma de la fosa, se ha verificado el comportamiento descrito por otros autores. La geometría de la fosa de erosión se puede asumir como un cono invertido truncado. La pendiente media hacia aguas arriba es prácticamente igual a la del ángulo de reposo del material del lecho. Las pendientes laterales son apenas algo más tendidas que la pendiente hacia aguas arriba. La forma de la fosa de erosión evoluciona con el tiempo manteniendo su forma simétrica. Por otra parte, es necesario estudiar con mayor rigurosidad y detalle la geometría de la fosa de erosión; en particular la evolución de la geometría de la fosa de erosión durante el desarrollo de los ensayos.

Entre los varios estudios que analizan la dependencia del tiempo en la profundidad de erosión para condiciones de flujo estacionario se han implementados los modelos propuestos por: Shen et al (1966), Franzetti et al. (1989), Sumer et al (1992), Melville y Chiew (1999), Oliveto y Hager (2002), Mia y Nago (2003), y Chang et al (2004). El amplio rango de resultados que existe entre las predicciones realizadas por los distintos modelos muestra la dificultad que presenta lograr predecir de manera aceptable la evolución temporal de la erosión local.

La ecuación propuesta por Oliveto y Hager (2002) (ecuación 5.10) es la que mejor predice la evolución temporal de la profundidad de erosión local alrededor de pilas de puentes bajo condiciones estacionarias siempre y cuando se respeten los rangos de aplicabilidad de las distintas variables involucradas. Esta metodología de estimación directa y sencilla está basada en un estricto análisis dimensional, y los parámetros adimensionales que se presentan parecen ser los más adecuados para describir este fenómeno.

Finalmente, parece ser necesario continuar trabajando para ampliar el rango de validez de la ecuación 5.10. Es conveniente, a su vez, verificar los resultados con datos de campo de manera de minimizar los efectos de escala.

6.2.- Líneas Futuras de Trabajo

Se presentan a continuación las futuras líneas de trabajo que se han abierto a partir de esta tesis.

En primera instancia este trabajo sugiere la necesidad de continuar el estudio de la evolución temporal de la profundidad de erosión en estado estacionario y el análisis de las erosiones de equilibrio o finales. Respecto a la evolución temporal de la profundidad de erosión bajo condiciones estacionarias, sería necesario ampliar el rango de validez del modelo adoptado para el cálculo, como ya ha sido mencionado.

Por otra parte, el flujo en un río durante una creciente es no estacionario, y los cambios de caudal pueden ser muy rápidos. Sin embargo, no existe en la actualidad un algoritmo que permita tener en cuenta la evolución de la erosión en caso de que el caudal considerado no sea constante (que siga un hidrograma variable como ocurre en la realidad). Este aspecto es importante para poder estimar la erosión asociada a un episodio de avenida real, que puede tener duración mucho menor que la escala de tiempo necesaria para el establecimiento de erosiones de equilibrio. Por lo tanto, lo dicho anteriormente otorga una importancia singular a la necesidad de analizar la

evolución temporal bajo condiciones de flujo no estacionario. A su vez, es una cuestión que comienza a ser investigada en la comunidad científica internacional.

Esta línea de investigación se ha comenzado a abordar. En particular, los resultados preliminares parecen verificar que el comportamiento de la evolución temporal de la erosión local bajo condiciones de flujo no estacionarios se puede representar por una sucesión de evoluciones de profundidades de erosión bajo condiciones estacionarias (la metodología de superposición es válida) y que es posible estimar con suficiente precisión la evolución de la erosión local para hidrogramas escalonados. Parte de estos resultados se muestran en un artículo publicado en el *Journal of Hydraulic Engineering* (ASCE), que se presenta en el anexo C.

Los resultados previos son alentadores con el objetivo de obtener un esquema de cálculo basado en la metodología de superposición. Esto implicaría que la forma de la fosa de erosión depende, fundamentalmente, de la propia profundidad de erosión y del ángulo de rozamiento del sedimento, sin que influyan las condiciones del flujo con las que esas características geométricas se han alcanzado. Es decir, que el fenómeno de la evolución de la fosa de erosión “no tiene memoria”. Por lo tanto, y considerando que esta línea de trabajo no ha sido abordada específicamente, este aspecto debe ser estudiado.

Estas líneas de investigación se encuentran actualmente en curso en el marco de una tesis de maestría. En particular en esa tesis, se pretende cuantificar la influencia de las condiciones de flujo en la forma de la fosa de erosión local, dada una geometría y una erosión, con el objetivo de concluir al respecto de la “memoria” de la fosa de erosión frente a las condiciones del flujo. También en ese trabajo, se avanza en la obtención de una nueva metodología para el análisis de erosiones de equilibrio. A este momento, el estudio experimental, en el que se basa la tesis mencionada anteriormente, ha concluido con resultados alentadores.

En otro orden, se detecta la necesidad de diseñar y operar alguna estación de monitoreo en prototipo con el objetivo de recolectar datos de campo. Estos datos de campo son de utilidad para verificar las ecuaciones, ya sean de erosión de equilibrio, de evolución temporal bajo flujo estacionario o de evolución temporal bajo flujo no estacionario, y analizar el efecto de escala entre el modelo en laboratorio y el prototipo.

Otra línea potencial de trabajo es la modelación numérica del flujo en torno a la pila y del proceso erosivo. En este sentido, en la actualidad se encuentra en desarrollo un proyecto de investigación que tiene como propósito la implantación de un laboratorio numérico de simulación de flujos a superficie libre en la Facultad de Ingeniería de la Universidad de la República. En el núcleo de la propuesta se encuentra la adaptación de un modelo numérico tridimensional de simulación de flujos, desarrollado recientemente en el IMFIA, a la simulación de flujos a superficie libre. Como forma de demostrar la capacidad alcanzada por el modelo se analizarán dos aplicaciones prácticas. Una de esas aplicaciones es, en primera instancia simular el flujo entorno a pilas y estribos de un puente, para luego simular la erosión local en las estructuras. A su vez, se validarán los resultados del modelo numérico con ensayos en modelos físicos.

En torno al concepto de erosión de equilibrio y a la influencia de los distintos parámetros adimensionales en la profundidad de erosión local, se debe continuar y profundizar este estudio. Cabe destacar que la comunidad cien-

tífica no ha considerado lo suficiente la influencia del número de Reynolds y el rol de la viscosidad en el proceso de erosión local, a su vez existe acuerdo ente los investigadores al señalar que la simplificación que se debe asumir en función del conocimiento existente en torno a este tema es significativa. Por lo tanto es prioritario avanzar en este aspecto.

Finalmente, en función de las particularidades presentes en las obras hidráulicas y en nuestro entorno se presentan problemáticas relacionadas a la erosión local que resultan de interés analizar:

- erosión local de fundaciones de puentes sobre lecho cohesivos y lodos. Las características de nuestros cursos fluviales producen que el lecho en muchas ocasiones se encuentre constituido por material cohesivo e incluso lodo. Esto produce variantes importantes en el fenómeno de erosión local que resulta de particular interés analizar.
- protección frente a la erosión local de las fundaciones de puentes. El objetivo es analizar los distintos tipos de protecciones posibles (enrocados, collares, cambios geométricos de la pila, etc) y alcanzar metodologías de diseño adecuadas.
- problemática de la erosión local en otras estructuras como son: estribos de puentes, salientes de márgenes de ríos, caños sumergidos y diques.
- incluir un enfoque probabilístico a la problemática de la evolución temporal de la erosión local en pilas.

Referencias Bibliográficas

Argao, R.; Kadota, A.; Suzuki, K. y Srinivasan, V. S. (2004). “Investigação em Campo e em Laboratorio da Erosão em Plares de Pontes”. *XXI Congresso Latinoamericano de Hidráulica*. São Pedro, Brasil.

Ahmed, F. y Rajaratnam, N. (1998). “Flow Around Bridge Piers”. *Journal of Hydraulic Engineering*. ASCE. Vol. 124, No. 3, 288-300.

Ballio, F. (2000). “Local Scour and Contraction Scour at Bridge Abutment”. *Joint Conference on Water Resources Engineering and Water Resources Planning and Management*. Minneapolis, USA.

Ballio, F. y Orsi, E. (2001). “Time Evolution of Scour Around Bridge Abutment”. *Water Engineering Research*. Vol. 2, No. 4, 243-259.

Barkdoll, B. B. (2000). “Discussion of Time Scale for Local Scour at Bridge Piers by Melville, B. W. and Chiew, Y. M.”. *Journal of Hydraulic Engineering*. ASCE. Vol. 126, No. 10, 793-795.

Bateman, A.; Bertram, A. y Roca, M. (2002). “Estudio Experimental de la Erosión Local en Estribos de Puente”. *XX Congreso Latinoamericano de Hidráulica*. La Habana, Cuba.

Bateman, A.; De Medina, C. C. V.; Girones, R. y Velasco, D. (2004). “Erosión Local en Pilas y Estribos: Un Problema Persistente. El caso de la riera de la Magarola”. *XXI Congreso Latinoamericano de Hidráulica*. Sao Pedro, Brasil.

Bateman, A. y Fernández, M. (2004). “Modelo Morfodinámico para Evaluar la Evolución Temporal de la Erosión Local en Pilas Cuadradas de Puente”. *XXI Congreso Latinoamericano de Hidráulica*. Sao Pedro, Brasil.

Bozkus, Z y Yildiz, O. (2004). “Effect of Inclination of Bridge Piers on Scouring Depth”. *Journal of Hydraulic Engineering*. ASCE. Vol. 130, No. 8, 827-832.

Breusuers, H.N.C.; Niccolet, G. y Shen, H.W. (1977). “Local Scour around Bridge Piers”. *Journal of Hydraulic Engineering*. ASCE. Vol. 15, No. 3, 211-252.

Breusers, H.N.C. y Raudkivi, A.J. (1991). *Scouring*. Hydraulic Design Manual, International Association for Hydraulic Research (IAHR). A. A. Balkema Publishers. Rotterdam, The Netherlands.

Cardoso, A. H. y Bettess, R. (1999). “Effects of Time and Channel Geometry on Scour at Bridge Abutment”. *Journal of Hydraulic Engineering*. ASCE. Vol. 125, No. 4, 388-399.

Carstens, M.R. (1966). “Similarity Laws for Localized Scour”. *Journal of Hydraulics Division*. ASCE. Vol. 92, No. HY3, 13-36.

Chabert, J. y Engeldinger, P. (1956). *Etude des Affonillements Author des Piles des Ponts*. Laboratoire National d’Hydraulique, Chatou, France.

Chang, W.Y; Lai, J.S. y Yen, C.L. (1999). “Simulation of Scour Depth Evolution at Pier Nose”. *Proceedings of the 1999 International Water Resources Engineering Conference*. August. Session BS-05. Water Resources Publications, LLC, Highlands Ranch, CO.

Chang, W.Y.; Lai, J.S. y Yen, C.L. (2004). “Evolution of Scour Depth at Circular Bridge Piers”. *Journal of Hydraulic Engineering*. ASCE. Vol. 130, No. 9, 905-913.

Chiew, W.Y y Melville, B.W. (1995). “Mechanism of Riprap Failure at Bridge Piers”. *Journal of Hydraulic Engineering*. ASCE. Vol. 121, No. 9, 635-646.

Chiew y Melville (1996). “Temporal development of Local Scour Depth at Bridge Piers”. *North American Water and Environmental Congress*. ASCE. Anaheim, California, U.S.A.

Cunha, L.V. (1975). “Time Evolution of Local Scour”. *Proceedings of the 16th IAHR Congress*, S. Paulo, Brasil, 258-299.

Del Aguila, C.F. y Gómez Cunha, L.A. (2004). “Estudio Experimental de Socavación en Pilares de Puentes”. *XXI Congreso Latinoamericano de Hidráulica*. Sao Pedro, Brasil.

Dey, S.; Bose, S. K. y Sastry, G. L. N. (1995). “Clear Water Scour at Circular Piers: A Model”. *Journal of Hydraulic Engineering*. ASCE. Vol. 121, No. 12, 869-876.

Dietz, J.W. (1972). “Systematische Modellversuche Ueber die Pfeilerkolkbildung”. *BAW Mittelungsblatt 31*. Bundesanstalt fuer Wasserbau, Karlsruhe, Germany.

Ettema, R. (1980). “Scour at Bridge Piers”. *Ph.D. thesis*. School of Engineering, Auckland, New Zealand.

Ettema, R.; Melville, B.W. y Barkdoll, B. (1999). “Scale Effect in Pier-Scour Experiments”. *Journal of Hydraulic Engineering*. ASCE. Vol. 124, No. 6, 639-642.

Farias, H.D.; Pilán, M.T.; Pece, F.J. y Olmos, L.A. (2004). “Socavación Local en Pilas de Puentes: De la Abrumadora Complejidad a la Excesiva Simplificación”. *XXI Congreso Latinoamericano de Hidráulica*. Sao Pedro, Brasil.

Franzetti, S.; Larcan, E. y Mignosa, P. (1989). “Erosione alla Base di Pile Circolari di Ponti: Verifica Sperimentale Dell’Ipotesi di Esistenza di una Situazione Finale di Equilibrio”. *Idrotecnica*. Vol. 16, No. 3, 135-141.

Franzetti, S. y Ballio F. (1998). “Effetti delle Corrente Fluviali sulle Strutture. Erosione Localizzata alle Pile dei Ponti”. *Corso di Aggiornamento: Moderni Criteri di Sistemazione degli Alves Fluviali – L’ingegneria Naturalista nella Sistemazione dei Corsi D’acqua*. Maione y Brath (eds.), Politecnico di Milano, Italia.

Gosselin, M.S. (1997) “The Temporal Variation of Clear Water Local Scour Around a Single Circular Cylinder”. *Doctor of Philosophy Dissertation*. University of Florida Coastal and Oceanographic Engineering Department, Report No. UFL/COEL-TR/114, Gainesville, Florida.

Graf W.H. y Altinakar M.S.. (1998). *Fluvial Hydraulics*. John Wiley and Sons, Ltd.. England.

Graf, W.H. e Istiarto, I. (2001). “Flow Patterns in the Scour Hole Around a Cylinder”. *Journal of Hydraulic Research*. IAHR. Vol. 40, No. 1, 13-20.

Hager, W.H. y Oliveto, G. (2002). “Shield’s Entrainment Criterion in Bridge Hydraulics”. *Journal of Hydraulic Engineering*. ASCE. Vol. 128, No. 7, 538-542.

Hager, W.H.; Oliveto, G.; Pagliara S. y Unger J. (2004). “Recent Advances in Scour Hydraulics”. *Second International Conference on Fluvial Hydraulics, River Flow 2004*. Napoli, Italy.

Hancu, S. (1971). “Sur le Calcul des Affouillements Locaux dans la Zone des Piles du Pont”. *Proceedings 14th International Association for Hydraulic Research Congress*, Paris, France. 29 July - 3 Aug. Vol. 3, 299-306.

Hjorth, P. (1975). “Studies on the Nature of Local Scour” *Department of Water Resource Engineering*, Lund Inst. of Tech., Bulletin Series A, No. 46.

Hjorth, P. (1977). “A Stochastic Model of Progressive Scour”. *Hydraulic Problems Solved by Stochastic Methods*, Ed. P. Hjorth, L. Jonsson, and P. Larsen, Water Resources Publications. Fort Collins, CO, 365-383.

Jain, C. (1981). “Maximum Clear Water Scour Around Circular Piers”. *Journal of Hydraulic Division*. ASCE. Vol. 107, No. HY5, 611-626.

Johnson, P.A. (1995). “Comparison of Pier-Scour Equation Using Field Data”. *Journal of Hydraulic Division*. ASCE. Vol. 121, No. 8, 626-629.

Kandasamy, J.K. y Melville, B.W. (1998). “Maximum Local Scour Depth at Bridge Piers and Abutment”. *Journal of Hydraulic Research*. IAHR. Vol. 36, No. 2, 183-198.

Kothyari, U.C.; Garde, R.J. y Ranga Raju, K.G. (1992). “Temporal Variation of Local Scour Around Circular Bridge Piers”. *Journal of Hydraulic Engineering*. ASCE. Vol. 118, No. 8, 1091-1106.

LeFeuvre, A.R. (1965). “Sediment Transport Functions with Special Emphasis on Localized Scour”. *Georgia Institute of Technology*. Atlanta, Georgia.

López, A. y Arenas, A. (2004). “Análisis de la Falla de una de las Pilas del Puente Natahua en el Río Maipo, Chile”. *XXI Congreso Latinoamericano de Hidráulica*. Sao Pedro, Brasil.

López, G.; Teixeira, L.; Ortega-Sánchez, M. y Simarro G. (2006). “Discussion of Further Result to Time-Dependent Local Scour at Bridge Elements by Oliveto, G. and Hager, W.H.”. *Journal of Hydraulic Engineering*. ASCE. Vol. 132, No. 9, 995-998.

López, G.; Teixeira, L.; Ortega-Sánchez, M. y Simarro G. (2006). “Resultados Experimentales de Erosión Local en Torno a una Pila Cilíndrica Bajo Condiciones de Flujo Estacionario y No Estacionario”. *XXII Congreso Latinoamericano de Hidráulica*. Ciudad Guayana, Venezuela.

Maggiolo, O.J. (1960). “Socavación Localizada en Pilas del Puente sobre el Brazo de Desagüe de la Laguna Garzón”. *Informe del Departamento de Mecánica de los Fluidos*, Instituto de Máquinas, Facultad de Ingeniería y Agrimensura, Universidad de la República.. Montevideo, Diciembre 1960.

Maggiolo, O.J. (1961). “Local Bed Scour Around Obstacles in Rivers - Synopsis”. *Informe Departamento de Mecánica de los Fluidos*, Instituto de Máquinas, Facultad de Ingeniería y Agrimensura, Universidad de la República. Montevideo, September 1961.

Melville, B.W. (1975), “Local Scour at Bridge Sites”. *University of Auckland*, School of Engineering, Auckland, New Zealand, Rep. No. 117.

Melville, B.W. (1992). “Local Scour at Bridge Abutment”. *Journal of Hydraulic Engineering*. ASCE. Vol. 118, No. 4, 615-631.

Melville B.W. (1997). “Pier and Abutment Scour: Integrated Approach”. *Journal of Hydraulic Engineering*. ASCE. Vol. 123, No. 2, 125-136.

Melville, B.W. y Chiew, Y.M. (1999). “Time Scale for Local Scour at Bridge Piers”. *Journal of Hydraulic Engineering*. ASCE. Vol. 125, No. 1, 59-65.

Melville, B.W. y Coleman, S.E. (2000). *Bridge Scour*. Water Resources Publication. Littleton, USA.

Melville, B.W. y Southerland, A.J. (1988). “Design Method for Local Scour at Bridge Piers”. *Journal of Hydraulic Engineering*. ASCE. Vol. 114, No. 10, 1210-1226.

Mia, F. y Nago H. (2003). “Design Method of Time-Dependent Local Scour at Circular Bridge Pier”. *Journal of Hydraulic Engineering*. ASCE. Vol. 129, No. 6, 420-427.

Miller, W.J. (2003). “Model for the Time Rate of Local Sediment Scour at a Cylindrical Structure”. *PhD thesis*. University of Florida.

Muzzammil, M. y Gangadhariah, T. (2002). “The Mean Characteristics of Horseshoe Vortex at a Cylindrical Pier”. *Journal of Hydraulic Research*. IAHR. Vol. 41, No. 3, 285-297.

Nagagawa, H. y Suzuki, K. (1975). “An Application of Stochastic Model of Sediment Motion to Local Scour Around a Bridge Pier”. *Proceedings 16th International Association for Hydraulic Research Congress*, Sao Paulo, Brazil, 27 July - 1 Aug, Vol. 2, 228-235.

Oliveto, G. y Hager, W.H. (2002). “Temporal Evolution of Clear-Water Pier and Abutment Scour”. *Journal of Hydraulic Engineering*. ASCE. Vol. 128, No. 9, 811-820.

Oliveto, G.; Unger, J. y Hager, W.H. (2004). "Discussion of Design Method of Time-Dependent Local Scour at Circular Bridge Pier by Mia, F. and Nago H.". *Journal of Hydraulic Engineering*. ASCE. Vol. 130, No. 12, 1211-1213.

Oliveto, G. y Hager, W.H. (2005). "Further Results to Time-Dependent Local Scour at Bridge Elements". *Journal of Hydraulic Engineering*. ASCE. Vol. 131, No. 2, 97-105.

Raudkivi, A.J. y Ettema, R. (1983). "Clear-Water Scour at Cylindrical Piers". *Journal of Hydraulic Engineering*. ASCE. Vol. 109, No. 3, 338-350.

Richardson y Davis (1993). *HEC N° 18: Evaluating Scour at Bridges*. Washington D.C.: U.S. Department of Transport, Federal Highway Administration. U.S.A.

Richardson J.E. y Panchang V.G. (1998). "Three-Dimensional Simulation of Scour-Inducing Flow at Bridge Piers". *Journal of Hydraulic Engineering*. ASCE. Vol. 124, 530-540.

Schneider, M.; Scachi, G.; Franco, F. y Romano, C. (2000). "Incidencia en el Ancho del Puente en la Interacción Entre la Erosión por Contracción y por Estribo". *XIX Congreso Latinoamericano de Hidráulica*. Córdoba, Argentina.

Shen, H.W.; Ogawa, Y. y Karaki, S.S., (1965). "Time Variation of Bed Deformation Near Bridge Piers". *Proceedings 11th International Association for Hydraulic Research Congress*. Leningrad, U.S.S.R.. Vol. 3, 1-9.

Shen, H.W.; Schneider, V.R. y Karaki, S.S. (1966). "Mechanics of Local Scour". *Colorado State University, Civil Engineering Department*. Fort Collins, Colorado, Pub. No. CER66-HWS22.

Shen, H.W.; Schneider, V.R. y Karaki, S.S. (1969). "Local Scour Around Bridge Piers". *Journal of Hydraulics Division*. ASCE. Vol. 95, No. HY6.

Shen H.W. (1971). *River Mechanics*, Vol. 2, Chapter 23, Scour Near Piers. Fort Collins. Colorado, U.S.A."

Sheppard, D.M. (1993). "Bridge Scour in Tidal Waters." *Transportation Research Record, National Research Council*. No.1420, 1-6.

Sheppard, D.M. (2003). "Scour at Complex Piers." *Transportation Research Record, National Research Council*. No.1420, 1-6.

Simarro Grande, G. (2003). “Análisis de la Erosión Local en Salientes de Margen de Ríos”. *Tesis doctoral*. Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. Universidad de Castilla - La Mancha.

Simarro, G; Teixeira L. y Cardoso, A.H. (2007). “Flow Intensity Parameter in Local Scour Experiments”. *Journal of Hydraulic Engineering*. ASCE. Accepted for publication.

Su, S.G. (1995). “An Equation for Clear-Water Bridge-Pier Scour”. *Hydra 2000: Proceedings of XXVI IAHR Congress*. London, UK, Vol. 1, 93-98.

Subhash, C. J. (1980). “Maximum Clear-Water Scour Around Circular Piers”. *Journal of Hydraulic Engineering*. ASCE. Vol. 107, No. HY5, 611-626.

Sumer, B.M.; Christiansen, N. y Fredsoe, J. (1992). “Time Scale of Scour Around a Vertical Pile”. *Proceedings Second International Offshore and Polar Engineering Conference*. San Francisco, California. 308-315.

Sumer, B.M.; Roulund, A.; Fredsoe, J. y Michelsen, J. (2002). “3-D Numerical Modeling of Flow and Scour Around a Pile”. *First International Conference on Scour of Foundations, ICSF-1*. College Station, Texas. 17-20 Nov.. Vol. 2, 795-809.

Teixeira, L. y López, G. (2002). “Influencia del Tiempo en la Socavación Local de Estribos de Puentes (Caso de Estudio)”. *XX Congreso Latinoamericano de Hidráulica*. La Habana, Cuba.

Teixeira, L.; López, G.; Simarro, G.; Fernández E. y Ortega-Sanchez, M. (2006). “Dimensional Analysis of Bridge Pier Scour and The Role of Flow Intensity”. *Second International Conference on Fluvial Hydraulics, River Flow 2004*. Napoli, Italy.

Teixeira, L.; Simarro G.; Ortega-Sánchez, M.; y López, G. (2006). “Análisis Dimensional de la Erosión en Pilas de Puente”. *XXII Congreso Latinoamericano de Hidráulica*. Ciudad Guayana, Venezuela.

Van Rijn, L.C. (1993). *Principles of Sediment Transport in Rivers, Estuaries and Coastal Seas*. Aqua Publications, Amsterdam, Netherlands.

Wang, S.S.Y. y Jia Y. (1999), “Computational Simulations of Local Scour at Bridge Crossings – Capabilities and Limitations”. *Proceedings of the 1999 International Water Resources Engineering Conference*, August, Session BS-06, Water Resources Publications, LLC, Highlands Ranch, CO.

Yanmaz, A.M. y Altinbilek, H.D. (1991). “Study of Time Dependent Local Scour Around Bridge Piers”. *Journal of Hydraulic Engineering*. ASCE. Vol. 117, No. 10, 1247-1268.

Anexo A

Resultados de los Ensayos en Condiciones de Flujo Estacionario

6.2.1.- Ensayo E02

Características:

$D=9$ cm; $Q=67.5$ L/s; $h=0.312$ m; $d_{50}=1.65$ mm;
 $t_{ens}=9.1$ horas $V=0.2885$ m/s

Tabla A.1. Evolución temporal de la erosión para el ensayo E02

t (s)	0	1800	2700	3600	7920	9480	11280	15420	18060	21900	32760	final
ds (cm)	0	2.73	3	3.3	3.76	3.98	4.29	4.48	4.84	5.31	6.1	6.68

Tabla A.2. Evolución temporal de la erosión en el frente de aguas arriba de la pila (ds AA) y en el borde a 45° del eje longitudinal del canal (ds45°) para el ensayo E02

t (s)	0	1800	2700	3600	7920	9480	11280	15420	18060	21900	32760
ds (cm) 45°	0	3.8	3.9	4.1	4.2	4.4	4.5	5	5.3	5.7	6.5
ds (cm) AA	0	3.2	3.6	3.8	4.9	4.9	5	5.1	5.4	5.7	6.2

6.2.2.- Ensayo E03

Características:

$D=9$ cm; $Q=39$ L/s; $h=.1652$ m; $d_{50}=1.65$ mm;
 $t_{ens}=145.2$ horas $V=0.3148$ m/s

Tabla A.3. Evolución temporal de la erosión para el ensayo E03

t (s)	0	3720	7920	9480	11040	14700	18240	21540	37020	63780	82980	113400
ds (cm)	0	5.77	6.26	6.29	6.39	6.94	7.34	7.61	8.28	8.96	9.29	9.54
t (s)	157200	201960	248700	286500	323640	411420	496200	522840				
ds (cm)	9.83	9.99	10.37	10.47	10.81	11.33	11.34	11.39				

Tabla A.4. Evolución temporal de la erosión en el frente de aguas arriba de la pila (ds AA) y en el borde a 45° del eje longitudinal del canal (ds45°) para el ensayo E03

ti (s)	3720	7920	9480	11040	14700	18240	21540	37020	63780	82980	113400	157200
dsi (cm) 45°	5.8	6.2	6.3	6.4	6.9	7.1	7.3	7.4	8.7	8.9	8.5	8.9
dsi (cm) AA	5.9	6.3	6.3	6.4	6.8	7	7	7.9	7.9	8.3	9.3	9.6
ti (s)	201960	248700	286500	323640	411420	496200	522840					
dsi (cm) 45°	9.3	9.6	9.5	9.7	10.3	10.5	11.1					
dsi (cm) AA	9.8	10	10.3	10.3	10.9	11.1	10.4					

6.2.3.- Ensayo E04

Características:

 $D=9$ cm; $Q=70$ L/s; $h=0.2411$ m; $d_{50}=1.65$ mm; $t_{ens}=100.2$ horas $V=0.3871$ m/s**Tabla A.5. Evolución temporal de la erosión para el ensayo E04**

t (s)	0	1800	2700	3600	7200	11000	17220	19620	21990	27300	59400	74340
ds (cm)	0	9.12	9.66	10.17	10.81	11.44	12.08	12.34	12.52	12.79	14.11	14.41
t (s)	109800	153780	196080	316860	360780							
ds (cm)	15	15.45	15.83	16.34	16.47							

Tabla A.6. Evolución temporal de la erosión en el frente de aguas arriba de la pila (ds AA) y en el borde a 45° del eje longitudinal del canal (ds45°) para el ensayo E04

ti (s)	1800	2700	3600	7200	11000	17220	19620	21990	27300
dsi (cm) 45°	8.3	8.9	9	9.9	10.6	11.4	10.7	11.6	12.1
dsi (cm) AA	8.9	9	9.1	10.5	11.2	11.8	12.2	12.3	12.8

6.2.4.- Ensayo E05

Características:

 $D=9$ cm; $Q=25$ L/s; $h=0.1171$ m; $d_{50}=1.65$ mm; $t_{ens}=43.3$ horas $V=0.2847$ m/s**Tabla A.7. Evolución temporal de la erosión para el ensayo E05**

t (s)	0	66	154	302	456	608	922	1205	1830	2640	3600	6300
ds (cm)	0	1.49	2.02	2.6	2.92	3.19	3.37	3.56	3.77	4	4.37	4.75
t (s)	10800	13980	18000	22020	25020	70620	114360	156060				
ds (cm)	5.86	6.24	7.17	7.85	8.04	9.38	9.96	10.37				

Tabla A.8. Evolución temporal de la erosión en el frente de aguas arriba de la pila (ds AA) y en el borde a 45° del eje longitudinal del canal (ds45°) para el ensayo E05

ti (s)	66	154	302	456	608
dsi (cm) 45°	-----	-----	-----	-----	-----
dsi (cm) AA	2.2	2.4	3.1	3.65	4

6.2.5.- Ensayo E06

Características:

$D=9$ cm; $Q=78.6$ L/s; $h=0.2623$ m; $d_{50}=1.65$ mm;
 $t_{ens}=59.2$ horas $V=0.3995$ m/s

Tabla A.9. Evolución temporal de la erosión para el ensayo E06

t (s)	0	1800	2711	3600	5880	7440	10980	14460	18660	21600	29400	35820
ds (cm)	0	8.65	9.32	9.77	10.34	10.77	11.19	11.75	12.17	12.43	12.86	13.14
t (s)	43200	52200	96960	142260	184740	213000						
ds (cm)	13.67	13.87	15.27	16.18	16.57	16.92						

Tabla A.10. Evolución temporal de la erosión en el frente de aguas arriba de la pila (ds AA) y en el borde a 45° del eje longitudinal del canal (ds45°) para el ensayo E06

ti (s)	1800	2711	3600	5880	7440	10980	18660	21600	29400
dsi (cm) 45°	8	8.4	8.7	9.4	9.6	10.1	11.3	11.6	12
dsi (cm) AA	7.6	8.1	9.3	10	10.5	11	11.9	12.2	12.5

6.2.6.- Ensayo E07

Características:

$D=9$ cm; $Q=69.5$ L/s; $h=0.244$ m; $d_{50}=1.6$ mm;
 $t_{ens}=22.5$ horas $V=0.3798$ m/s

Tabla A.11. Evolución temporal de la erosión para el ensayo E07

t (s)	0	1198	1800	2700	3590	7740	10800	15420	18180	22800	28800	39600	81000
ds (cm)	0	7.79	8.4	8.82	9.09	10.14	10.61	11.14	11.51	11.8	12.07	12.76	14.18

Tabla A.12. Evolución temporal de la erosión en el frente de aguas arriba de la pila (ds AA) y en el borde a 45° del eje longitudinal del canal (ds45°) para el ensayo E07

ti (s)	1198	1800	2700	3590	7740	10800	15420	18180	22800	28800	39600
dsi (cm) 45°	7.4	7.7	8.3	8.5	9.4	9.8	10.4	10.5	11.1	11.6	12.2
dsi (cm) AA	7.7	8.3	8.9	9.1	10	10.4	11.1	11.3	11.6	12.2	12.9

6.2.7.- Ensayo E08

Características:

$D=9$ cm; $Q=63.5$ L/s; $h=0.2378$ m; $d_{50}=1.6$ mm;
 $t_{ens}=22$ horas $V=0.356$ m/s

Tabla A.13. Evolución temporal de la erosión para el ensayo E08

t (s)	0	1201	1800	2699	3600	7200	10800	14760	18000	23580	29280	37980	79380
ds (cm)	0	7.42	7.85	8.23	8.65	9.61	10.1	10.41	10.67	11.09	11.32	11.75	12.87

Tabla A.14. Evolución temporal de la erosión en el frente de aguas arriba de la pila (ds AA) y en el borde a 45° del eje longitudinal del canal (ds45°) para el ensayo E08

ti (s)	1201	1800	2699	3600	7200	10800	14760	18000	23580	29280	37980	79380
dsi (cm) 45°	6.8	7.5	7.7	9.1	8.8	9.3	9.6	9.9	10.2	10.6	11.1	12.3
dsi (cm) AA	7.2	7.7	8.1	9.5	9.3	10	10.3	10.6	11	11.3	11.7	12.9

6.2.8.- Ensayo E12

Características:

 $D=9$ cm; $Q=64.5$ L/s; $h=0.1917$ m; $d_{50}=1.6$ mm; $t_{ens}=33$ horas $V=0.4486$ m/s**Tabla A.15. Resultados de la evolución temporal de la erosión para el ensayo E12**

t (s)	0	1206	1945	2710	3600	7680	11100	14520	24000	34560	102300
ds (cm)	0	11.07	11.54	11.99	12.05	13.67	14.34	14.56	15.33	15.86	17.19

Tabla A.16. Evolución temporal de la erosión en el frente de aguas arriba de la pila (ds AA) y en el borde a 45° del eje longitudinal del canal (ds45°) para el ensayo E12

ti (s)	1206	1945	2710	3600
dsi (cm) 45°	10.2	10.7	11.4	11.9
dsi (cm) AA	10.9	11.5	11.9	12.4

6.2.9.- Ensayo E13

Características:

 $D=9$ cm; $Q=55$ L/s; $h=0.1831$ m; $d_{50}=1.6$ mm; $t_{ens}=22$ horas $V=0.4005$ m/s**Tabla A.17. Resultados de la evolución temporal de la erosión para el ensayo E13**

t (s)	0	150	308	458	603	900	1200	1800	2705	3600	7200	10860
ds (cm)	0	4.41	5.44	6.51	7.05	7.89	8.16	8.69	9.43	9.86	11.23	11.66
t (s)	15600	18120	25500	33540	79920							
ds (cm)	12.32	12.64	13.12	13.41	15.03							

Tabla A.18. Evolución temporal de la erosión en el frente de aguas arriba de la pila (ds AA) y en el borde a 45° del eje longitudinal del canal (ds45°) para el ensayo E13

ti (s)	150	308	458	603	900	1200	1800	2705	3600	7200	10860	15600	18120
dsi (cm) 45°	5.7	6.3	6.7	7	7.7	8.1	8.7	9.1	9.75	10.9	11.4	11.9	12.2
dsi (cm) AA	5	5.8	6.6	7	7.8	8.1	8.6	9.2	9.8	11.6	12.2	12.7	13

6.2.10.- Ensayo E14

Características:

 $D=9$ cm; $Q=40$ L/s; $h=0.1493$ m; $d_{50}=1.6$ mm;

$t_{ens}=24.5$ horas

$V=0.3572$ m/s

Tabla A.19. Resultados de la evolución temporal de la erosión para el ensayo E14

t (s)	0	63	157	298	455	601	902	1200	1800	2702	3600	7320
ds (cm)	0	3.24	4.02	4.79	5.35	5.96	6.74	7.21	8.04	8.39	8.62	9.44
t (s)	10860	14460	18180	23400	28920	45420	87900					
ds (cm)	9.88	10.14	10.3	10.65	10.98	11.48	12.26					

Tabla A.20. Evolución temporal de la erosión en el frente de aguas arriba de la pila (ds AA) y en el borde a 45° del eje longitudinal del canal (ds45°) para el ensayo E14

ti (s)	63	157	298	455	601	902	1200	1800	2702	3600	7320	10860
dsi (cm) 45°	4.5	5	5.7	6	6.2	6.6	6.8	7.2	7.9	8.3	8.9	9.4
dsi (cm) AA	3.9	4.5	5.1	5.6	6	6.7	7	7.8	8.4	8.6	9.6	10.3
ti (s)	14460	18180	23400	28920	45420	87900						
dsi (cm) 45°	9.5	9.9	10.3	10.4	10.8	11.9						
dsi (cm) AA	10.2	10.5	10.9	11	11.5	12.7						

6.2.11.-

6.2.12.- Ensayo E15

Características:

$D=9$ cm;

$Q=69.5$ L/s;

$h=0.2259$ m;

$d_{50}=1.6$ mm;

$t_{ens}=47.4$ horas

$V=0.4102$ m/s

Tabla A.21. Resultados de la evolución temporal de la erosión para el ensayo E15

t (s)	0	304	459	602	905	1203	1800	2700	3600	7200	10920	13620
ds (cm)	0	5.67	7.12	7.71	8.58	9.21	9.89	10.5	10.9	11.85	12.57	12.7
t (s)	18000	21960	25680	33840	82980	115440	170580					
ds (cm)	13.25	13.59	13.95	14.24	16.1	16.66	17.42					

Tabla A.22. Evolución temporal de la erosión en el frente de aguas arriba de la pila (ds AA) y en el borde a 45° del eje longitudinal del canal (ds45°) para el ensayo E15

ti (s)	304	459	602	905	1203	1800	2700	3600	7200	10920	13620	18000
dsi (cm) 45°	6.1	6.75	7.1	7.8	8.6	9.1	9.9	10.2	11.1	11.9	12	12.3
dsi (cm) AA	6.1	7.1	7.7	8.6	9.1	9.8	10.4	10.6	11.6	12.3	12.5	12.9

6.2.13.- Ensayo E16

Características:

$D=9$ cm;

$Q=79.5$ L/s;

$h=0.244$ m;

$d_{50}=1.6$ mm;

$t_{ens}=20$ horas

$V=0.4344$ m/s

Tabla A.23. Resultados de la evolución temporal de la erosión para el ensayo E16

t (s)	0	1200	1800	2692	3780	7200	10800	14460	18000	61320	72480
ds (cm)	0	9.79	10.21	10.73	10.96	12.43	13.14	13.58	14.06	16.33	16.52

Tabla A.24. Evolución temporal de la erosión en el frente de aguas arriba de la pila (ds AA) y en el borde a 45° del eje longitudinal del canal (ds45°) para el ensayo E16

ti (s)	1200	1800	2692	3780	7200	10800
dsi (cm) 45°	9.1	9.3	10	10.3	11.7	12.3
dsi (cm) AA	9.7	10.1	10.7	11.2	12.4	

6.2.14.- Ensayo E17

Características:

 $D=9$ cm; $Q=64.5$ L/s; $h=0.2045$ m; $d_{50}=1.6$ mm; $t_{ens}=22$ horas $V=0.4205$ m/s**Tabla A.25. Resultados de la evolución temporal de la erosión para el ensayo E17**

t (s)	0	1203	1803	2706	3600	7200	10860	18360	25980	32400	79320
ds (cm)	0	9.5	10.04	10.67	11.02	11.91	12.54	13.51	13.87	14.37	16.01

Tabla A.26. Evolución temporal de la erosión en el frente de aguas arriba de la pila (ds AA) y en el borde a 45° del eje longitudinal del canal (ds45°) para el ensayo E17

ti (s)	1203	1803	2706	3600	7200	10860
dsi (cm) 45°	9.4	9.6	10	10.5	11.5	12
dsi (cm) AA	9.7	10	10.5	11.1	12.1	12.7

6.2.15.- Ensayo E51

Características:

 $D=9$ cm; $Q=39.75$ L/s; $h=0.1497$ m; $d_{50}=1.6$ mm; $t_{ens}=21.7$ horas $V=0.354$ m/s**Tabla A.27. Resultados de la evolución temporal de la erosión para el ensayo E51**

t (s)	0	67	156	302	468	605	750	902	1207	1803	2710	3600
ds (cm)	0	3.18	3.99	4.63	5.22	5.61	6	6.31	7.01	7.65	8.54	9.12
t (s)	7200	10800	14460	19980	25200	39060	78060					
ds (cm)	10.07	10.49	10.78	11.39	11.75	12.17	12.89					

Tabla A.28. Evolución temporal de la erosión en el frente de aguas arriba de la pila (ds AA) y en el borde a 45° del eje longitudinal del canal (ds45°) para el ensayo E51

ti (s)	156	302	468	605	750	902	1207	1803	2710	3600	7200	10800
dsi (cm) 45°	5.3	5.5	6.1	6.6	6.8	7	7.2	7.7	8.1	8.6	9.2	9.8
dsi (cm) AA	4.5	5	5.6	5.9	6.2	6.6	7	7.7	8.5	9.1	9.9	10.4
ti (s)	14460	19980	25200	39060	78060							
dsi (cm) 45°	10.1	10.6	10.8	11.3	12.2							
dsi (cm) AA	10.7	11.3	11.5	12	12.9							

6.2.16.- Ensayo E52

Características:

$D=9$ cm; $Q=54.5$ L/s; $h=0.1805$ m; $d_{50}=1.6$ mm;
 $t_{ens}=47.3$ horas $V=0.4026$ m/s

Tabla A.29. Resultados de la evolución temporal de la erosión para el ensayo E52

t (s)	0	61	151	300	452	601	901	1199	1800	2703	3628	7200
ds (cm)	0	3.65	4.87	6.18	7	7.45	8.17	8.43	8.83	9.81	10.24	10.94
t (s)	10860	18600	21660	25260	28920	32460	36120	95520	113580	170340		
ds (cm)	11.51	12.26	12.61	12.89	13.11	13.31	13.47	15.17	15.83	15.95		

Tabla A.30. Evolución temporal de la erosión en el frente de aguas arriba de la pila (ds AA) y en el borde a 45° del eje longitudinal del canal (ds45°) para el ensayo E52

ti (s)	151	300	452	601	901	1199	1800	2703	3628	7200	10860	18600
dsi (cm) 45°	5.9	6.4	6.7	7.1	7.6	8.2	8.6	9	9.4	10.2	10.6	11.8
dsi (cm) AA	5.4	6.3	7	7.4	8	8.3	9	9.6	10	10.8	11.4	12.2
ti (s)	21660	25260	28920	32460	36120							
dsi (cm) 45°	11.8	12.1	12.6	12.7	12.9							
dsi (cm) AA	12.5	12.9										

6.2.17.- Ensayo E53

Características:

$D=9$ cm; $Q=65$ L/s; $h=0.2006$ m; $d_{50}=1.6$ mm;
 $t_{ens}=32$ horas $V=0.432$ m/s

Tabla A.31. Resultados de la evolución temporal de la erosión para el ensayo E53

t (s)	0	92	156	304	451	602	900	1218	1800	2710	3600	7260
ds (cm)	0	4.69	5.61	7.16	7.62	7.85	8.67	9.17	9.81	10.43	11.03	11.93
t (s)	10920	14700	18000	25620	28980	32460	43200	85800	104400	115200		
ds (cm)	12.66	13.24	13.59	14.44	14.63	14.85	15.11	16.32	16.93	17.2		

Tabla A.32. Evolución temporal de la erosión en el frente de aguas arriba de la pila (ds AA) y en el borde a 45° del eje longitudinal del canal (ds45°) para el ensayo E53

ti (s)	156	304	451	602	900	1218	1800	2710	3600	7260	10920	14700
dsi (cm) 45°	6	6.9	7	7.4	8.2	8.5	9	9.7	10.4	11.3	11.8	12.6
dsi (cm) AA	5.7	7.1	7.5	7.7	8.6	9	9.5	10.5	10.9	11.9	12.5	

6.2.18.- Ensayo E54

Características:

$D=9$ cm; $Q=80.5$ L/s; $h=0.2591$ m; $d_{50}=1.6$ mm;
 $t_{ens}=48$ horas $V=0.4143$ m/s

Tabla A.33. Resultados de la evolución temporal de la erosión para el ensayo E54

t (s)	0	68	152	301	454	600	901	1285	1800	2710	3600	7200
ds (cm)	0	3.18	4.3	5.18	6.23	6.93	7.69	8.16	8.51	9.28	9.46	10.4
t (s)	10920	14640	22740	28860	38880	97440	133200	172320				
ds (cm)	11.07	11.38	12.21	12.42	12.89	14.56	15.31	15.56				

Tabla A.34. Evolución temporal de la erosión en el frente de aguas arriba de la pila (ds AA) y en el borde a 45° del eje longitudinal del canal (ds45°) para el ensayo E54

ti (s)	152	301	454	600	901	1285	1800	2710	3600	7200	10920	14640
dsi (cm) 45°	5.6	6.2	6.7	6.7	7.2	7.4	7.9	8.7	8.9	9.8	10.2	10.7
dsi (cm) AA	4.8	5.8	6.5	6.8	7.5	7.9	8.3	9.1	9.5	10.3	10.7	11.3
ti (s)	22740	28860	38880									
dsi (cm) 45°	11.3	11.7	12.1									
dsi (cm) AA	12	12.2	12.9									

6.2.19.- Ensayo E55

Características:

$$D=9 \text{ cm}; \quad Q=70 \text{ L/s}; \quad h=0.2228 \text{ m}; \quad d_{50}=1.6 \text{ mm};$$

$$t_{ens}=32.3 \text{ horas} \quad V=0.4189 \text{ m/s}$$

Tabla A.35. Resultados de la evolución temporal de la erosión para el ensayo E55

t (s)	0	65	150	300	453	605	903	1202	1802	2700	3600	7200
ds (cm)	0	2.79	3.93	4.9	5.75	6.26	6.93	7.29	7.88	8.45	8.99	9.93
t (s)	10800	15360	18360	21780	25200	35400	82980	106500	116340			
ds (cm)	10.51	11.19	11.27	11.77	11.96	12.44	14.11	14.82	14.96			

Tabla A.36. Evolución temporal de la erosión en el frente de aguas arriba de la pila (ds AA) y en el borde a 45° del eje longitudinal del canal (ds45°) para el ensayo E55

ti (s)	150	300	453	605	903	1202	1802	2700	3600	7200	10800	15360
dsi (cm) 45°	4.9	5.6	6.1	6.3	6.7	7.2	7.5	8.1	8.6	9.5	10.1	10.7
dsi (cm) AA	4.2	5.2	5.9	6.4	6.8	7.2	7.8	8.4	8.9	9.05	10.4	11
ti (s)	18360	21780	25200	35400								
dsi (cm) 45°	11	11.1	11.4	12								
dsi (cm) AA	11.3	11.5	11.7	12.65								

6.2.20.- Ensayo E56

Características:

$$D=9 \text{ cm}; \quad Q=24.7 \text{ L/s}; \quad h=0.111 \text{ m}; \quad d_{50}=1.6 \text{ mm};$$

$$t_{ens}=71.5 \text{ horas} \quad V=0.2967 \text{ m/s}$$

Tabla A.37. Resultados de la evolución temporal de la erosión para el ensayo E56

t (s)	0	72	151	304	456	599	922	1198	1801	2700	3602	5460	7200
ds (cm)	0	0.93	1.35	1.88	2.25	2.49	2.9	3.1	3.38	3.59	3.93	4.1	4.45
t (s)	10798	14400	18120	21660	25200	28800	32400	44040	89280	127200	178140	257340	
ds (cm)	4.83	5.38	5.69	5.78	6.17	6.28	6.46	7.95	8.47	9.26	9.56	10.1	

Tabla A.38. Evolución temporal de la erosión en el frente de aguas arriba de la pila (ds AA) y en el borde a 45° del eje longitudinal del canal (ds45°) para el ensayo E56

ti (s)	72	151	304	456	599	922	1198	1801	2700	3602	5460	7200
dsi (cm) 45°	-----	3	3.5	3.9	4	4.1	4.4	4.5	4.8	5	5.1	5.5
dsi (cm) AA	1.3	1.7	2.5	2.65	2.9	3.1	3.5	3.7	4	4.1	4.8	5.2
ti (s)	10798	14400	18120	21660	25200	28800	32400	44040	89280	127200	178140	257340
dsi (cm) 45°	5.8	6.3	6.2	6.3	6.6	6.6	6.8	7.1	7.7	8.2	8.7	9
dsi (cm) AA	5.4	5.7	6	6.2	6.5	6.5	6.8	7.1	8.1	8.9	9.5	9.8

6.2.21.- Ensayo E60

Características:

$D=9$ cm; $Q=40.6$ L/s; $h=0.1795$ m; $d_{50}=1.6$ mm;
 $t_{ens}=21.8$ horas $V=0.3016$ m/s

Tabla A.39. Resultados de la evolución temporal de la erosión para el ensayo E60

t (s)	0	118	297	607	899	1800	2700	3600	5400	7380	10800	17040
ds (cm)	0	1.93	2.51	3.18	3.36	4.01	4.2	4.48	4.7	5.08	5.53	6.1
t (s)	21480	30360	78420									
ds (cm)	6.3	6.6	7.96									

Tabla A.40. Evolución temporal de la erosión en el frente de aguas arriba de la pila (ds AA) y en el borde a 45° del eje longitudinal del canal (ds45°) para el ensayo E60

ti (s)	118	297	607	899	1800	2700	3600	5400	7380	10800	17040	21480
dsi (cm) 45°	3.3	3.8	4.2	4.6	4.9	5	5.4	5.5	5.9	5.9	6.5	6.7
dsi (cm) AA	2.5	3	3.6	4	4.4	4.6	4.8	5.3	5.6	6	6.3	6.5
ti (s)	30360	78420										
dsi (cm) 45°	7	7.5										
dsi (cm) AA	6.7	8										

6.2.22.- Ensayo E61

Características:

$D=9$ cm; $Q=70$ L/s; $h=0.1985$ m; $d_{50}=1.6$ mm;
 $t_{ens}=50$ horas $V=0.4702$ m/s

Tabla A.41. Resultados de la evolución temporal de la erosión para el ensayo E61

t (s)	0	65	161	302	600	900	1212	1955	2700	3600	5400	7200
ds (cm)	0	5.39	6.82	8.06	9	9.84	10.39	11.32	11.67	12.1	12.85	13.45
t (s)	10800	14400	22920	28740	36420	86040	119580	159060	179700			
ds (cm)	14.01	14.57	15.24	15.34	15.58	16.79	16.85	17.96	17.69			

Tabla A.42. Evolución temporal de la erosión en el frente de aguas arriba de la pila (ds AA) y en el borde a 45° del eje longitudinal del canal (ds45°) para el ensayo E61

ti (s)	65	161	302	600	900	1212	1955	2700	3600	5400	7200
dsi (cm) 45°	5.6	6.6	7.5	8.4	9	9.3	10.1	10.9	11.4	12	12.7
dsi (cm) AA	5.6	6.8	7.8	8.9	9.6	10.1	11.1	11.5	11.9	12.6	

6.2.23.- Ensayo E64

Características:

$D=9$ cm; $Q=55.1$ L/s; $h=.1911$ m; $d_{50}=1.6$ mm;

$t_{ens}=57$ horas $V=0.3844$ m/s

Tabla A.43. Resultados de la evolución temporal de la erosión para el ensayo E64

t (s)	0	64	151	302	453	673	900	1201	1798	2699	3604	5400
ds (cm)	0	3.35	4.42	5.64	6.43	7.26	7.82	8.04	8.72	9.37	9.86	10.39
t (s)	7265	14940	18240	21600	25440	34860	64620	89920	120660	176580	205200	
ds (cm)	10.69	11.96	12.27	12.53	12.77	13.27	14.31	13.8	15.47	16.12	16.46	

Tabla A.44. Evolución temporal de la erosión en el frente de aguas arriba de la pila (ds AA) y en el borde a 45° del eje longitudinal del canal (ds45°) para el ensayo E64

ti (s)	64	151	302	453	673	900	1201	1798	2699	3604	5400	7265
dsi (cm) 45°	4.6	5.4	6.1	6.5	6.7	7.1	7.6	7.9	8.6	9	9.7	10.1
dsi (cm) AA	3.8	3.9	5.8	6.6	7.2	7.6	8	8.55	9.4	9.8	10.4	10.7
ti (s)	14940	18240	21600	25440								
dsi (cm) 45°	11.2	11.5	11.7	12.1								
dsi (cm) AA	11.9	12.2	12.5	13								

6.2.24.- Ensayo E66

Características:

$D=9$ cm; $Q=55.3$ L/s; $h=0.1896$ m; $d_{50}=1.6$ mm;

$t_{ens}=17.7$ horas $V=0.3889$ m/s

Tabla A.45. Resultados de la evolución temporal de la erosión para el ensayo E66

t (s)	0	61	152	300	451	601	900	1202	1800	2726	3617	5400
ds (cm)	0	3.4	4.58	6.17	7.19	7.6	8.26	8.53	9.23	9.9	10.1	10.57
t (s)	7200	10860	14520	18240	22320	63780						
ds (cm)	11.05	11.59	12.09	12.24	12.7	14.63						

Tabla A.46. Evolución temporal de la erosión en el frente de aguas arriba de la pila (ds AA) y en el borde a 45° del eje longitudinal del canal (ds45°) para el ensayo E66

t_i (s)	61	152	300	451	601	900	1202	1800	2726	3617	5400	7200
dsi (cm) 45°	4.5	5.5	6.1	6.3	6.8	7.5	7.65	8.4	9	9.1	9.6	10.2
dsi (cm) AA	3.8	5	6.3	7	7.4	8.1	8.2	8.9	9.7	9.9	10.5	11
t_i (s)	10860	14520	18240	22320								
dsi (cm) 45°	10.8	11	11.4	11.8								
dsi (cm) AA	11.4	11.8	12.2	12.6								

6.2.25.- Ensayo E70

Características:

$D=9$ cm; $Q=40.3$ L/s; $h=0.1801$ m; $d_{50}=1.6$ mm;
 $t_{ens}=2$ horas $V=0.2984$ m/s

Tabla A.47. Resultados de la evolución temporal de la erosión para el ensayo E70

t (s)	0	125	300	600	907	1210	1805	2703	3600	5400	7200
ds (cm)	0	1.4	1.89	2.38	2.65	2.96	3.13	3.47	3.67	3.95	4.37

Tabla A.48. Evolución temporal de la erosión en el frente de aguas arriba de la pila (ds AA) y en el borde a 45° del eje longitudinal del canal (ds45°) para el ensayo E70

t_i (s)	125	300	600	907	1210	1805	2703	3600	5400	7200
dsi (cm) 45°	2.7	3.4	3.6	3.9	4	4.1	4.4	4.6	5	5.1
dsi (cm) AA	2	2.3	2.8	3.1	3.3	3.7	3.9	4.2	4.5	5

6.2.26.- Ensayo E71

Características:

$D=9$ cm; $Q=39.7$ L/s; $h=0.1811$ m; $d_{50}=1.6$ mm;
 $t_{ens}=30$ horas $V=0.2923$ m/s

Tabla A.49. Resultados de la evolución temporal de la erosión para el ensayo E71

t (s)	0	127	300	600	905	1200	1805	2705	3601	5400	7260	16200	107460
ds (cm)	0	1.56	2.13	2.59	2.86	3.15	3.43	3.69	3.96	4.23	4.56	5.18	8.62

Tabla A.50. Evolución temporal de la erosión en el frente de aguas arriba de la pila (ds AA) y en el borde a 45° del eje longitudinal del canal (ds45°) para el ensayo E71

t_i (s)	127	300	600	905	1200	1805	2705	3601	5400	7260	16200	107460
dsi (cm) 45°	2.9	3.5	3.6	3.9	4	4.2	4.4	4.6	4.9	5.2	6	7.6
dsi (cm) AA	1.9	2.6	3	3.2	3.3	3.7	4.1	4.1	4.7	4.9	5.5	8.5

6.2.27.- Ensayo E78

Características:

$D=9$ cm; $Q=69.6$ L/s; $h=0.2011$ m; $d_{50}=1.6$ mm;
 $t_{ens}=21.6$ horas $V=0.4592$ m/s

Tabla A.51. Resultados de la evolución temporal de la erosión para el ensayo E78

t (s)	0	60	149	305	457	600	900	1200	1798	2700	3600	5400
ds (cm)	0	5.13	6.91	8.47	9.08	9.52	10.25	10.76	11.16	11.68	12.19	12.8
t (s)	7200	19320	30660	77760								
ds (cm)	13.08	14.92	15.18	16.28								

Tabla A.52. Evolución temporal de la erosión en el frente de aguas arriba de la pila (ds AA) y en el borde a 45° del eje longitudinal del canal (ds45°) para el ensayo E78

ti (s)	60	149	305	457	600	900	1200	1798	2700	3600	5400	7200
dsi (cm) 45°	5.7	6.3	7.3	8.2	8.4	9.1	9.7	10.2	10.8	11.2	11.9	12.1
dsi (cm) AA	5.6	7.2	8.3	9	9.4	10	10.4	11.1	11.4	11.9		

6.2.28.- Ensayo E81

Características:

$D=9$ cm; $Q=61.2$ L/s; $h=0.1939$ m; $d_{50}=1.6$ mm;
 $t_{ens}=54$ horas $V=0.4208$ m/s

Tabla A.53. Resultados de la evolución temporal de la erosión para el ensayo E81

t (s)	0	62	147	304	457	601	900	1203	1787	2700	3600	5400
ds (cm)	0	4.08	4.53	7.4	8.22	8.46	9.17	9.58	10.26	10.72	11.03	11.49
t (s)	7200	63360	112020	155940	194580							
ds (cm)	11.86	15.89	16.66	17.08	17.52							

Tabla A.54. Evolución temporal de la erosión en el frente de aguas arriba de la pila (ds AA) y en el borde a 45° del eje longitudinal del canal (ds45°) para el ensayo E81

ti (s)	62	147	304	457	601	900	1203	1787	2700	3600	5400	7200
dsi (cm) 45°	4.8	6	6.8	7.15	7.5	8.1	8.5	9.1	9.7	10	10.4	10.8
dsi (cm) AA	4.4	5.6	7.1	8	8	8.9	9.3	9.9	10.5	10.6	11.3	11.7

6.2.29.- Ensayo E86

Características:

$D=9$ cm; $Q=47.07$ L/s; $h=0.1869$ m; $d_{50}=1.6$ mm;
 $t_{ens}=70.4$ horas $V=0.3358$ m/s

Tabla A.55. Resultados de la evolución temporal de la erosión para el ensayo E86

t (s)	0	60	153	300	452	600	906	1202	1800	2700	3600	5400
ds (cm)	0	2.12	2.57	3.16	3.58	3.89	4.22	4.51	4.97	5.46	5.84	6.59
t (s)	7200	10800	14401	18000	32400	46200	95460	121140	181500	218460	253260	
ds (cm)	6.97	7.65	8.13	8.37	9.2	9.56	10.34	10.66	11.07	11.24	11.55	

Tabla A.56. Evolución temporal de la erosión en el frente de aguas arriba de la pila (ds AA) y en el borde a 45° del eje longitudinal del canal (ds45°) para el ensayo E86

ti (s)	60	153	300	452	600	906	1202	1800	2700	3600	5400	7200
dsi (cm) 45°	3.5	4	4.4	4.5	4.8	5	5.1	5.4	5.8	6.1	6.5	6.7
dsi (cm) AA	1.9	3.4	4.1	4.2	4.4	4.6	5	5.45	5.8	6.1	6.8	7.3
ti (s)	10800	14401	18000	32400	46200	95460	121140	181500	218460	253260		
dsi (cm) 45°	7	7.4	7.7	8	8.6	9.4	9.6	10.2	10.45	10.6		
dsi (cm) AA	7.7	7.9	8.4	9.3	9.5	10.3	10.5	11	11.3	11.4		

6.2.30.- Ensayo E87

Características:

$D=9$ cm; $Q=47.43$ L/s; $h=0.184$ m; $d_{50}=1.6$ mm;

$t_{ens}=46$ horas $V=0.3437$ m/s

Tabla A.57. Resultados de la evolución temporal de la erosión para el ensayo E87

t (s)	0	59	145	300	450	601	900	1200	1799	2700	3600	5400
ds (cm)	0	1.99	2.69	3.41	3.74	4.03	4.63	4.97	5.39	6.13	6.66	7.31
t (s)	7200	10800	22800	36600	76800	84420	97800	121740	165480			
ds (cm)	7.69	8.33	9.32	9.94	10.68	10.76	10.85	11.17	11.49			

Tabla A.58. Evolución temporal de la erosión en el frente de aguas arriba de la pila (ds AA) y en el borde a 45° del eje longitudinal del canal (ds45°) para el ensayo E87

ti (s)	59	145	300	450	601	900	1200	1799	2700	3600	5400	7200
dsi (cm) 45°	3.4	4.1	4.5	4.9	5.1	5.3	5.6	6	6.2	6.4	6.8	7.2
dsi (cm) AA	2.4	3.3	4	4.2	4.8	5	5.3	5.8	6.3	6.5	7.2	7.5
ti (s)	10800	22800	36600	76800	84420	97800	121740	165480				
dsi (cm) 45°	7.6	8.4	8.8	9.6	9.8	9.9	10.2	10.6				
dsi (cm) AA	8	9.1	9.5	10.35	10.45	10.8	10.9	11.4				

Comparación de los Resultados Experimentales con los Modelos de Evolución Temporal

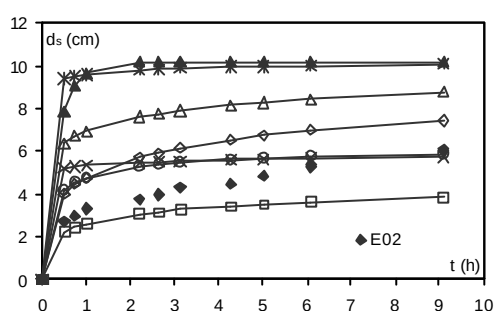


Figura B.1. Comparación de los modelos implementados: Chang (cruces), Melville (asteriscos), Shen (cuadrados), Sumer (triángulos negros), Mia (círculos), Oliveto (triángulos blancos) y Franzetti (rombos), con los resultados experimentales del ensayo E02.

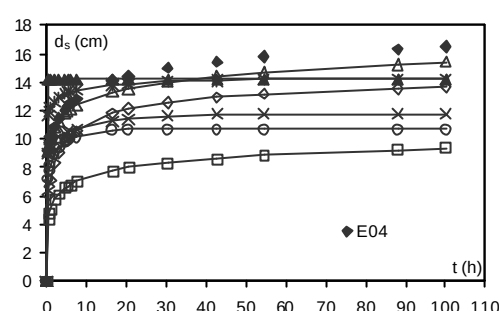


Figura B.3. Comparación de los modelos implementados: Chang (cruces), Melville (asteriscos), Shen (cuadrados), Sumer (triángulos negros), Mia (círculos), Oliveto (triángulos blancos) y Franzetti (rombos), con los resultados experimentales del ensayo E04.

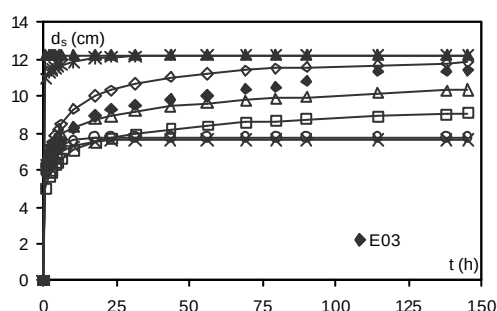


Figura B.2. Comparación de los modelos implementados: Chang (cruces), Melville (asteriscos), Shen (cuadrados), Sumer (triángulos negros), Mia (círculos), Oliveto (triángulos blancos) y Franzetti (rombos), con los resultados experimentales del ensayo E03.

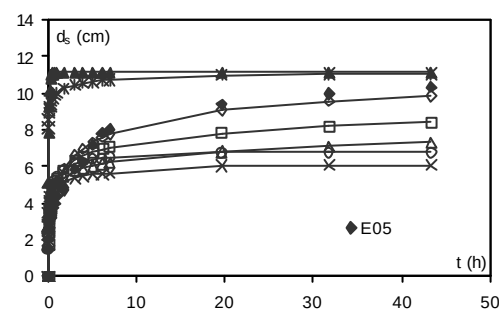


Figura B.4. Comparación de los modelos implementados: Chang (cruces), Melville (asteriscos), Shen (cuadrados), Sumer (triángulos negros), Mia (círculos), Oliveto (triángulos blancos) y Franzetti (rombos), con los resultados experimentales del ensayo E05.

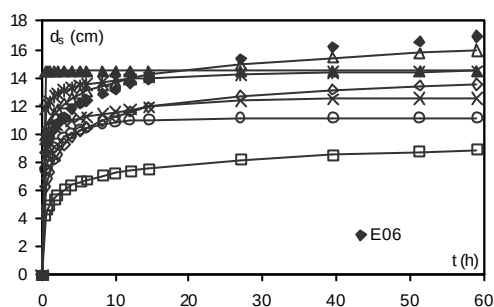


Figura B.5. Comparación de los modelos implementados: Chang (cruces), Melville (asteriscos), Shen (cuadrados), Sumer (triángulos negros), Mia (círculos), Oliveto (triángulos blancos) y Franzetti (rombos), con los resultados experimentales del ensayo E06.

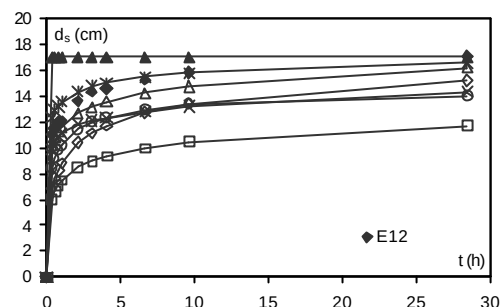


Figura B.8. Comparación de los modelos implementados: Chang (cruces), Melville (asteriscos), Shen (cuadrados), Sumer (triángulos negros), Mia (círculos), Oliveto (triángulos blancos) y Franzetti (rombos), con los resultados experimentales del ensayo E12.

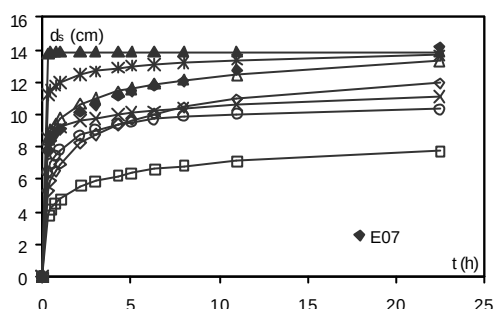


Figura B.6. Comparación de los modelos implementados: Chang (cruces), Melville (asteriscos), Shen (cuadrados), Sumer (triángulos negros), Mia (círculos), Oliveto (triángulos blancos) y Franzetti (rombos), con los resultados experimentales del ensayo E07.

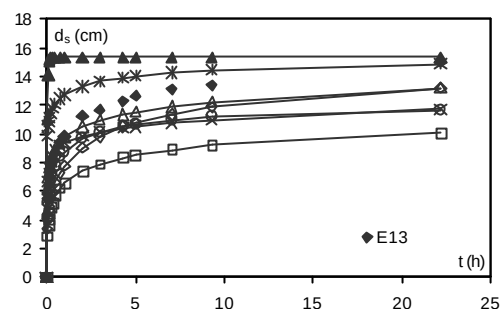


Figura B.9. Comparación de los modelos implementados: Chang (cruces), Melville (asteriscos), Shen (cuadrados), Sumer (triángulos negros), Mia (círculos), Oliveto (triángulos blancos) y Franzetti (rombos), con los resultados experimentales del ensayo E13.

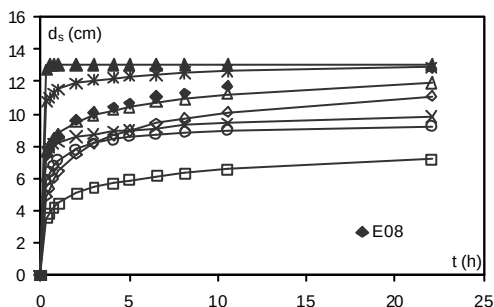


Figura B.7. Comparación de los modelos implementados: Chang (cruces), Melville (asteriscos), Shen (cuadrados), Sumer (triángulos negros), Mia (círculos), Oliveto (triángulos blancos) y Franzetti (rombos), con los resultados experimentales del ensayo E08.

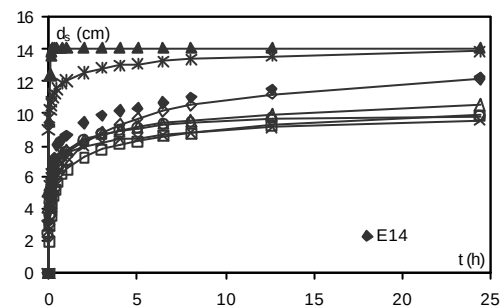


Figura B.10. Comparación de los modelos implementados: Chang (cruces), Melville (asteriscos), Shen (cuadrados), Sumer (triángulos negros), Mia (círculos), Oliveto (triángulos blancos) y Franzetti (rombos), con los resultados experimentales del ensayo E14.

Anexo B-Comparación de los Resultados Experimentales con los Modelos de Evolución Temporal

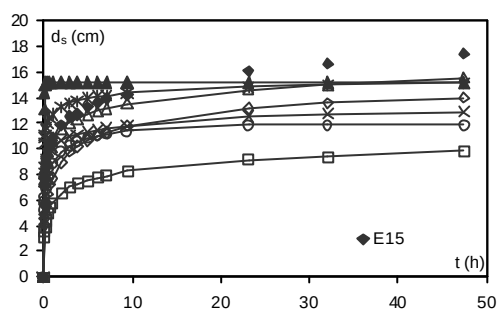


Figura B.11. Comparación de los modelos implementados: Chang (cruces), Melville (asteriscos), Shen (cuadrados), Sumer (triángulos negros), Mia (círculos), Oliveto (triángulos blancos) y Franzetti (rombos), con los resultados experimentales del ensayo E15.

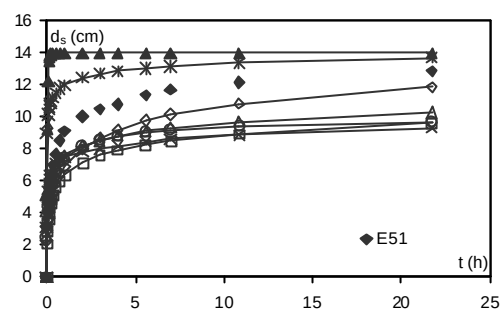


Figura B.14. Comparación de los modelos implementados: Chang (cruces), Melville (asteriscos), Shen (cuadrados), Sumer (triángulos negros), Mia (círculos), Oliveto (triángulos blancos) y Franzetti (rombos), con los resultados experimentales del ensayo E51.

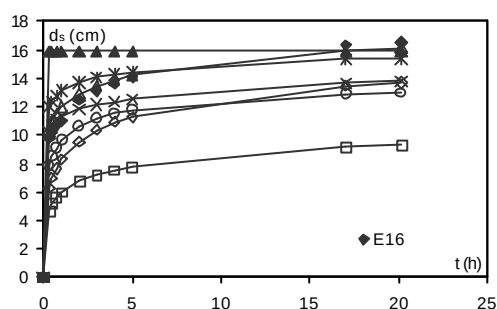


Figura B.12. Comparación de los modelos implementados: Chang (cruces), Melville (asteriscos), Shen (cuadrados), Sumer (triángulos negros), Mia (círculos), Oliveto (triángulos blancos) y Franzetti (rombos), con los resultados experimentales del ensayo E16.

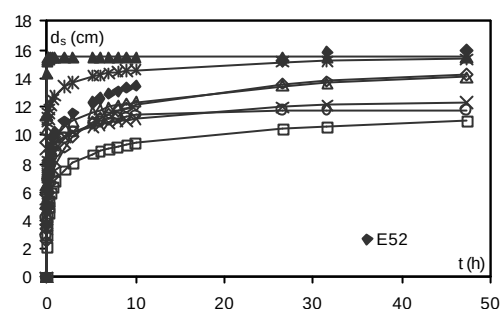


Figura B.15. Comparación de los modelos implementados: Chang (cruces), Melville (asteriscos), Shen (cuadrados), Sumer (triángulos negros), Mia (círculos), Oliveto (triángulos blancos) y Franzetti (rombos), con los resultados experimentales del ensayo E52.

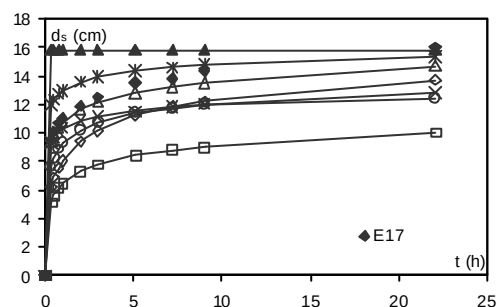


Figura B.13. Comparación de los modelos implementados: Chang (cruces), Melville (asteriscos), Shen (cuadrados), Sumer (triángulos negros), Mia (círculos), Oliveto (triángulos blancos) y Franzetti (rombos), con los resultados experimentales del ensayo E17.

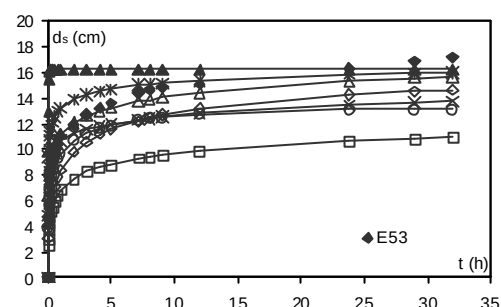


Figura B.16. Comparación de los modelos implementados: Chang (cruces), Melville (asteriscos), Shen (cuadrados), Sumer (triángulos negros), Mia (círculos), Oliveto (triángulos blancos) y Franzetti (rombos), con los resultados experimentales del ensayo E53.

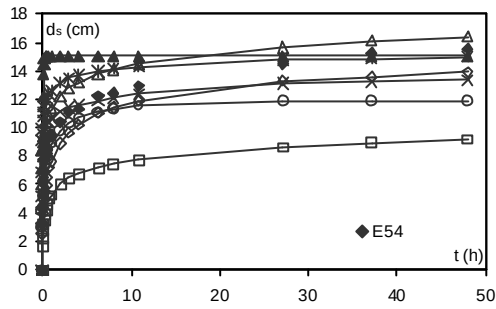


Figura B.17. Comparación de los modelos implementados: Chang (cruces), Melville (asteriscos), Shen (cuadrados), Sumer (triángulos negros), Mia (círculos), Oliveto (triángulos blancos) y Franzetti (rombos), con los resultados experimentales del ensayo E54.

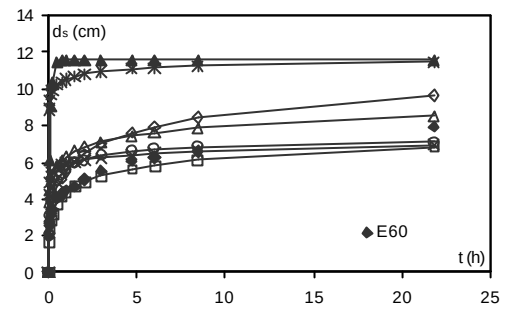


Figura B.20. Comparación de los modelos implementados: Chang (cruces), Melville (asteriscos), Shen (cuadrados), Sumer (triángulos negros), Mia (círculos), Oliveto (triángulos blancos) y Franzetti (rombos), con los resultados experimentales del ensayo E60.

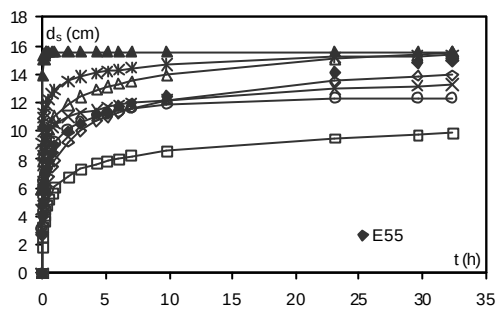


Figura B.18. Comparación de los modelos implementados: Chang (cruces), Melville (asteriscos), Shen (cuadrados), Sumer (triángulos negros), Mia (círculos), Oliveto (triángulos blancos) y Franzetti (rombos), con los resultados experimentales del ensayo E55.

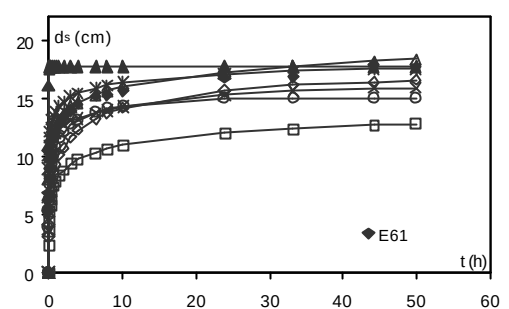


Figura B.21. Comparación de los modelos implementados: Chang (cruces), Melville (asteriscos), Shen (cuadrados), Sumer (triángulos negros), Mia (círculos), Oliveto (triángulos blancos) y Franzetti (rombos), con los resultados experimentales del ensayo E61.

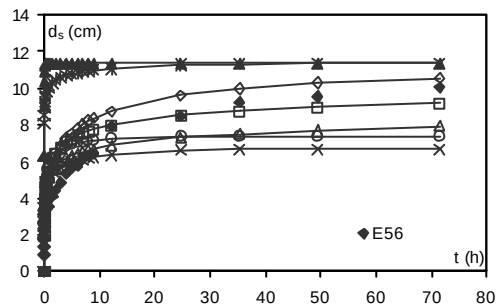


Figura B.19. Comparación de los modelos implementados: Chang (cruces), Melville (asteriscos), Shen (cuadrados), Sumer (triángulos negros), Mia (círculos), Oliveto (triángulos blancos) y Franzetti (rombos), con los resultados experimentales del ensayo E56.

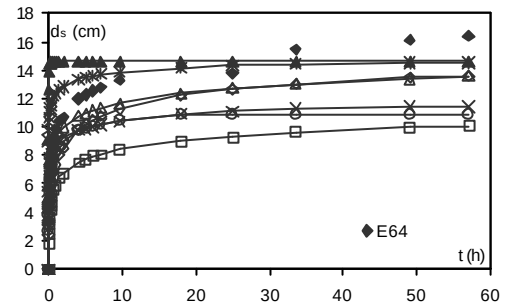


Figura B.22. Comparación de los modelos implementados: Chang (cruces), Melville (asteriscos), Shen (cuadrados), Sumer (triángulos negros), Mia (círculos), Oliveto (triángulos blancos) y Franzetti (rombos), con los resultados experimentales del ensayo E64.

Anexo B-Comparación de los Resultados Experimentales con los Modelos de Evolución Temporal

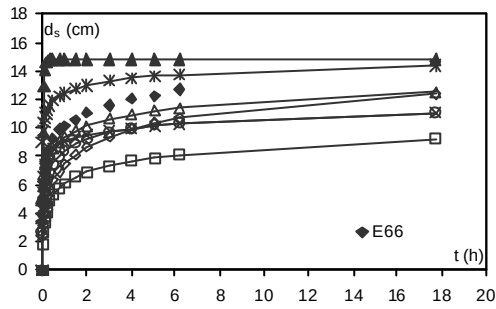


Figura B.23. Comparación de los modelos implementados: Chang (cruces), Melville (asteriscos), Shen (cuadrados), Sumer (triángulos negros), Mia (círculos), Oliveto (triángulos blancos) y Franzetti (rombos), con los resultados experimentales del ensayo E66.

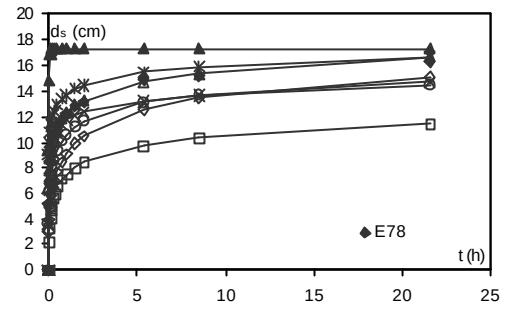


Figura B.26. Comparación de los modelos implementados: Chang (cruces), Melville (asteriscos), Shen (cuadrados), Sumer (triángulos negros), Mia (círculos), Oliveto (triángulos blancos) y Franzetti (rombos), con los resultados experimentales del ensayo E78.

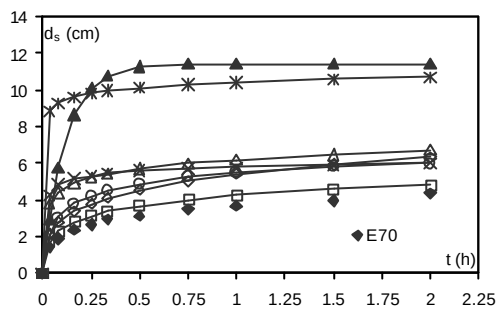


Figura B.24. Comparación de los modelos implementados: Chang (cruces), Melville (asteriscos), Shen (cuadrados), Sumer (triángulos negros), Mia (círculos), Oliveto (triángulos blancos) y Franzetti (rombos), con los resultados experimentales del ensayo E70.

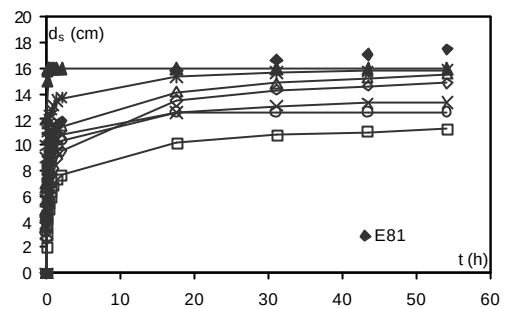


Figura B.27. Comparación de los modelos implementados: Chang (cruces), Melville (asteriscos), Shen (cuadrados), Sumer (triángulos negros), Mia (círculos), Oliveto (triángulos blancos) y Franzetti (rombos), con los resultados experimentales del ensayo E81.

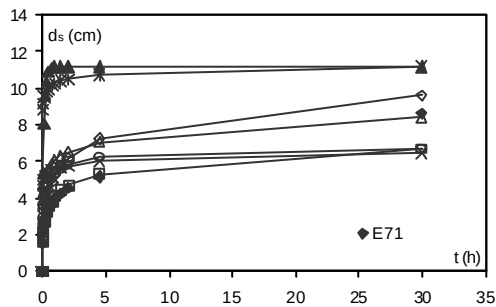


Figura B.25. Comparación de los modelos implementados: Chang (cruces), Melville (asteriscos), Shen (cuadrados), Sumer (triángulos negros), Mia (círculos), Oliveto (triángulos blancos) y Franzetti (rombos), con los resultados experimentales del ensayo E71.

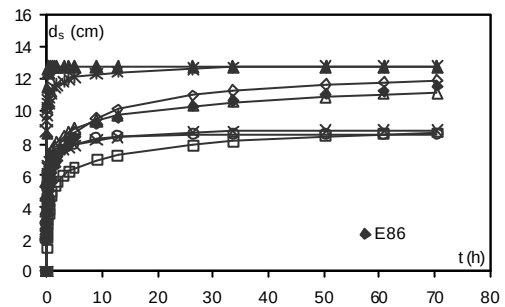


Figura B.28. Comparación de los modelos implementados: Chang (cruces), Melville (asteriscos), Shen (cuadrados), Sumer (triángulos negros), Mia (círculos), Oliveto (triángulos blancos) y Franzetti (rombos), con los resultados experimentales del ensayo E86.

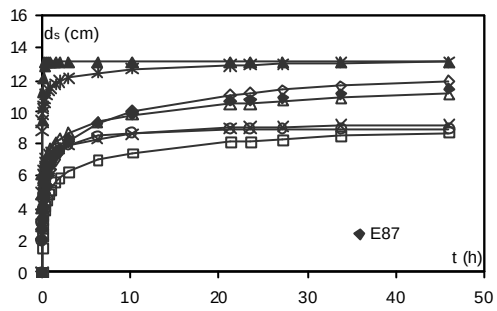


Figura B.29. Comparación de los modelos implementados: Chang (cruces), Melville (asteriscos), Shen (cuadrados), Sumer (triángulos negros), Mia (círculos), Oliveto (triángulos blancos) y Franzetti (rombos), con los resultados experimentales del ensayo E87.

**Resultados preliminares de la Evolución Temporal
de la erosión local bajo flujo no estacionario**

Discussion of Further Result to Time-Dependent Local Scour at Bridge Elements by Oliveto, G. and Hager, W.H.”. *Journal of Hydraulic Engineering*. ASCE. Vol. 132, No. 9, 995-998.

TESIS DE MAESTRIA EN MECANICA DE LOS FLUIDOS

*“Erosión Local en Pilas de Puentes: Profundidad de Erosión de Equilibrio y Evolución
Temporal de la Erosión Local”*

Guillermo López Méndez

Instituto de Mecánica de los Fluidos e Ingeniería Ambiental (IMFIA)

Facultad de Ingeniería

UNIVERSIDAD DE LA REPUBLICA