

ANÁLISIS DE LA SOCAVACIÓN LOCAL EN PILAS COMPLEJAS DE UN PUENTE SOBRE EL RÍO DULCE. SGO. DEL ESTERO

Luis A. Olmos, María T. Pilán, Jesús Ibáñez

Instituto de Recursos Hídricos - Facultad de Ciencias Exactas y Tecnologías - Universidad Nacional de Santiago del Estero.
lolmos@unse.edu.ar, tpilan@unse.edu.ar, jesus_7603@hotmail.com

RESUMEN

El Puente San Francisco Solano construido sobre el Río Dulce une las ciudades de La Banda y Capital de la Provincia de Santiago del Estero. El mismo está soportado por 11 pilas complejas. Una pila compleja es el conjunto estructural formado por la pila, la viga cabezal y el conjunto de pilotes. El puente bajo estudio posee tres diferentes tipos de pilas complejas, debido a la reparación de las mismas, ante daños estructurales desencadenados por el fenómeno de estudio del presente trabajo. En el marco del mismo se evalúa el comportamiento de la socavación local en dichas pilas, de manera de estimar dicha variable para diferentes eventos hidrológicos y tener los elementos suficientes para valorar la pérdida de resistencia de la fundación por efecto del descubrimiento temporal de los pilotes.

ABSTRACT

The San Francisco Solano bridge was built over the Dulce River among La Banda y Capital cities of Santiago del Estero country. Its has been supported by 11 complex piles. A structural set of pile, pile cap and an array of piles are defined as a complex pile. The structural damages produces by hydrological events made the San Francisco Solano bridge has three different types of complex piles. In this paper the local scour produced by different hydrological events are evaluated in order to assess the loss foundation resistance by the temporal exposition of array of pile.

INTRODUCCIÓN

Las consideraciones físicas y económicas que definen la fundación de un puente conducen a que la misma se realice mediante estribos y pilas. Estas últimas en la mayoría de los casos se constituyen de tres elementos estructurales: un conjunto de pilotes arriostrados por una viga cabezal y la pila que trasmite las cargas desde el puente a la fundación. Esta configuración se define como pila compleja. Por lo general la misma se construye con la viga cabezal sobre el lecho del río. La variación de la configuración de la pila compleja expuesta al flujo se traduce en una importante variación de la socavación local. En la Figura 1 se presenta una pila compleja inicialmente con la viga cabezal de pilotes por debajo del lecho. En la misma se incluye la nomenclatura.

El Puente San Francisco Solano construido sobre el Río Dulce une las ciudades de La Banda y Capital de la Provincia de Santiago del Estero. El mismo está soportado por 11 pilas complejas. El puente bajo estudio posee actualmente tres diferentes tipos de pilas complejas, debido a la reparación de las mismas, ante daños estructurales desencadenados por el fenómeno de estudio del presente trabajo. La pila con formato original se presenta en la figura 2 y las modificadas de acuerdo a los daños estructurales reparados, se observan en las figuras 3 y 4.

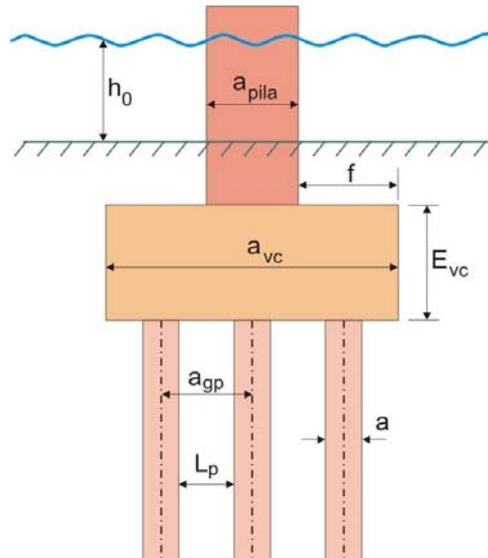


Figura 1: Definición de pila compleja

La socavación local producida por cada una de las pilas complejas será diferente y estará asociada a la configuración de las mismas expuesta al flujo, a las características hidráulicas del caudal circulante por el río y las características del sedimento que conforma el lecho.



Figura 2: Pila Tipo I



Figura 3: Pila Tipo II



Figura 4: Pila Tipo III

En consecuencia es necesario conocer la configuración inicial del lecho, de manera de determinar la exposición de las pilas al flujo, los caudales probables de ocurrir y el diámetro representativo del sedimento expuesto al fenómeno en estudio. En el presente trabajo se determinaron las configuraciones iniciales de las pilas a partir del relevamiento topográfico realizado en Octubre de 2006 (IRRI-UNSE, 2007), el caudal máximo instantáneo a partir de los caudales máximos medios diarios provistos por la Unidad Ejecutora de Riego de la provincia de Santiago del Estero, las características hidráulicas mediante el software HECRAS, el diámetro equivalente con el método de Coleman y la socavación local mediante la metodología de Melville, mediante la cual se evalúa el comportamiento de la misma en las distintas pilas, de manera de definir magnitudes que puedan prever el comportamiento estructural para diferentes escenarios.

DESARROLLO DE LA METODOLOGÍA

Estimación del Caudal Máximo

Desde el punto de vista hidrológico se requiere la determinación del Caudal Máximo Instantáneo para una recurrencia de 100 años debido a la magnitud e importancia de la vía de comunicación expuesta al proceso de socavación (IMT, 2000). El tramo del curso fluvial en estudio, ubicado aguas arriba del puente S.F. Solano, exhibe un funcionamiento hidrológico claramente diferenciado a partir de la construcción de la presa de embalse de Río Hondo, la cual comenzó a operar en el año 1967. Esto originó prácticamente una reducción del 40% en el orden de magnitud de los picos que se presentaron hasta la actualidad con respecto al período anterior. (IRHi-UNSE, 2007).

En consecuencia, en el marco del presente estudio se analizó la serie de caudales derivados desde el inicio de operaciones del embalse de Río Hondo hasta la actualidad. Los años cubiertos son desde 1968 hasta el 2005, totalizando una longitud de registro de 38 años.

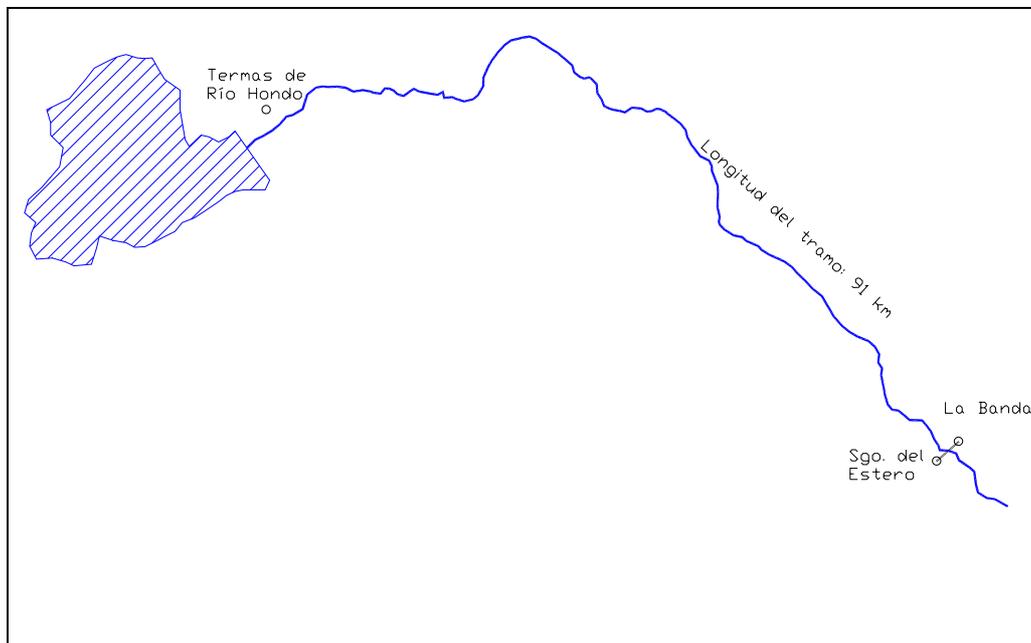


Figura 5.- Ubicación del Embalse del Río Hondo aguas arriba de la zona de estudio.

Tabla 1.- Descargas del Embalse
Río Hondo. Período 1968-2005

Año	QMD
1968	653,00
1969	510,00
1970	187,99
1971	204,23
1972	88,00
1973	341,56
1974	679,72
1975	656,30
1976	496,80
1977	845,51
1978	829,23
1979	992,79
1980	514,25
1981	1410,26
1982	525,82
1983	875,44
1984	1446,60
1985	787,44
1986	551,53
1987	635,37
1988	918,15
1989	86,25
1990	492,10
1991	515,77
1992	840,08
1993	710,36
1994	227,08
1995	519,40
1996	85,68
1997	812,10
1998	446,70
1999	1113,20
2000	1395,04
2001	835,59
2002	452,66
2003	495,89
2004	133,67
2005	112,76

Se realizó el análisis de frecuencias mediante la aplicación de cuatro funciones teóricas de frecuencias que se consideraron apropiadas teniendo en cuenta las características climáticas de la región, cuyas expresiones se presentan a continuación (Olmos, 2006):

General de Valores Extremos (GEV)

$$F(x) = \exp\left\{-\left[1 - k\left(\frac{x-u}{\alpha}\right)\right]^{1/k}\right\} \quad (1)$$

Log-Normal (LN3)

$$F(x) = \frac{1}{\alpha\Gamma(\beta)} \int_{\gamma}^x \left(\frac{x-\gamma}{\alpha}\right)^{\beta-1} e^{-\left(\frac{x-\gamma}{\alpha}\right)} dx \quad (2)$$

Pearson III (P3)

$$F(x) = \frac{1}{\alpha\Gamma(\beta)} \int_0^x \frac{1}{x} \left[\frac{\log(x)-\gamma}{\alpha}\right]^{\beta-1} e^{-\left\{\frac{\log(x)-\gamma}{\alpha}\right\}} dx \quad (3)$$

Log Pearson III (LP3)

$$F(x) = \frac{1}{2} + \frac{1}{2} \operatorname{erf}\left[\frac{\log(x-a) - \mu_y}{\sigma_y \sqrt{2}}\right] \quad (4)$$

Los parámetros de estas funciones analizadas fueron estimados en base a las metodologías que se indican en la tabla siguiente (Rao,2000):

Tabla 2.- Método de ajuste de parámetros

Nº	Distribución de Tres Parámetros	Método de ajuste de parámetros
1	Gral de Val. Extremos (GEV)	Momentos L (ML)
2	Log-Normal (LN3)	Máx. verosimilitud (MV)
3	Pearson III (P3)	Momentos (MC)
4	Log Pearson III (LP3)	Máx. verosimilitud (MV)

Es interesante observar que para el rango de recurrencias de 2 a 35 años prácticamente todas las curvas tienden a superponerse y la supremacía de alguna de ellas sobre la otra como mejor estimador resulta indistinguible.

En cambio, exhiben ciertas diferencias en el rango de recurrencias de 35 a 100 años, tal como se observa en la Figura 6, por lo que se realiza un test de bondad del ajuste de cada una de ellas. La aplicación del test de bondad de la función X^2 , indica que la función GVE es la más apropiada.

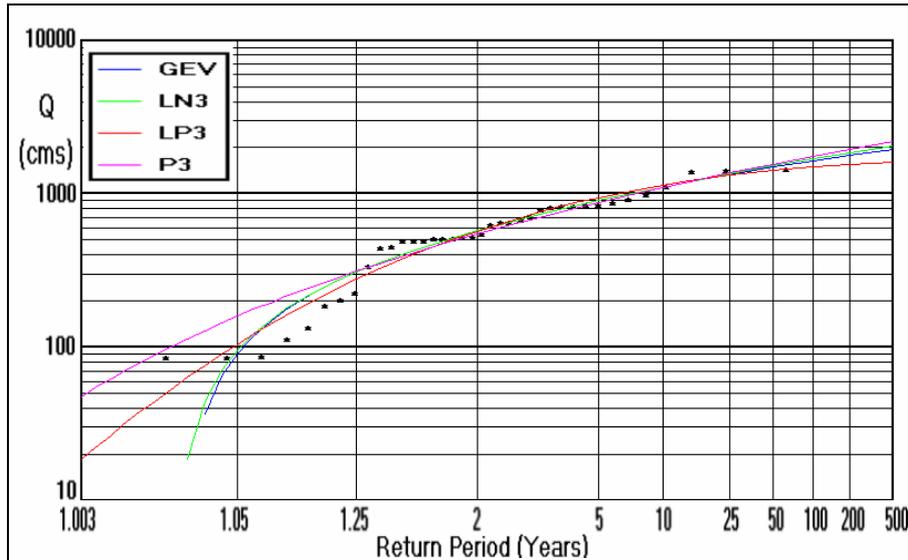


Figura 6.- Valores experimentales y curvas de frecuencias para las cuatro distribuciones de frecuencias (Derivados en Río Hondo)

Como resultado de este análisis se obtiene que la creciente máxima presentada en condiciones reguladas para un período de retorno de 100 años es de $1.637 \text{ m}^3/\text{s}$. Como este valor esta referido al caudal máximo medio diario y se requiere del caudal máximo instantáneo (QMI), estudios previos que se presentan en IRHi-UNSE, 2007, demuestran que al ser un sistema fluvial regulado por un embalse de gran capacidad, prácticamente el pico del hidrograma a nivel diario puede compensarse con el tránsito de 91 Km desde Río Hondo hasta la ciudad de Santiago del Estero, por lo que el QMI asociado a un periodo de retorno de 100 años es de $1.637 \text{ m}^3/\text{s}$, para el caso de estudio. Esto puede corroborarse en las figuras siguientes donde se presentan dos hidrogramas característicos transitados en los cuales el porcentaje de atenuación no supera el 2,5%. Uno de mayor magnitud ($1450 \text{ m}^3/\text{s}$ - $Tr = 50$ años) y duración (24 días) correspondiente a Marzo-Abril de 1984 y otro de menor magnitud ($835 \text{ m}^3/\text{s}$ - $Tr = 5$ años) y duración (6 días) correspondiente a Enero de 1988.

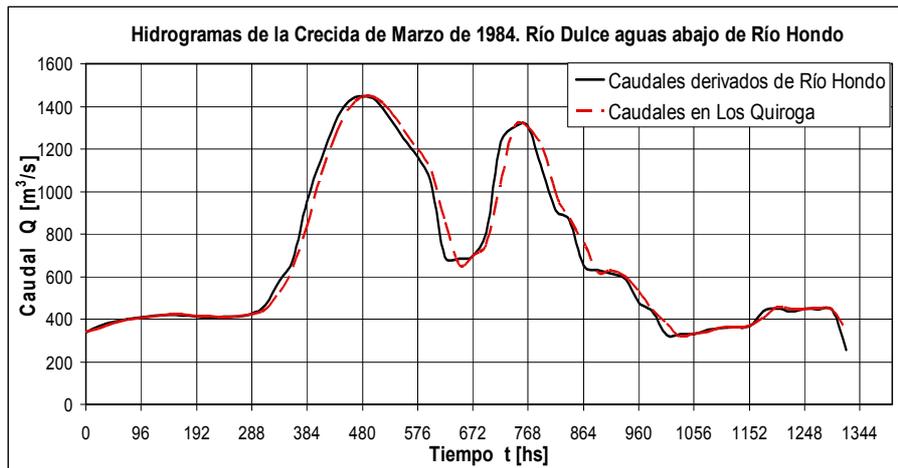


Figura 7.- Tránsito de la crecida de Marzo-Abril 1984 entre Río Hondo y PSFS ($X_M = 0,20$)

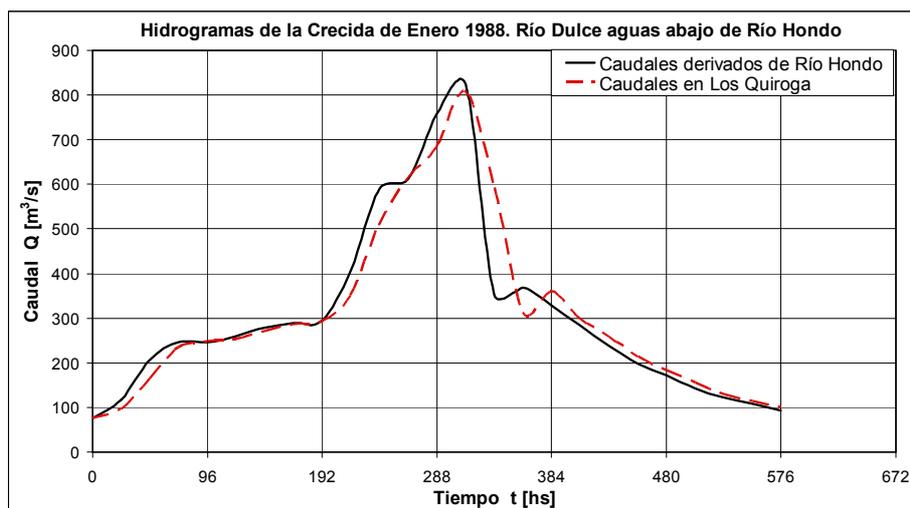


Figura 7.- Tránsito de la crecida de Enero-Febrero de 1988 entre Río Hondo y PSFS ($X_M = 0,10$)

Modelación con HECRAS

En octubre de 2006 se realizó un relevamiento topográfico de un tramo de 30 Km. del Río Dulce comprendido entre el Dique los Quiroga y el barrio Los Flores. La modelación inicial en HECRAS se realizó con los 46 perfiles transversales relevados y para 5 perfiles (caudales) cuyos períodos de retorno fueron 2.33, 5, 10, 25 y 50 años. (IRHI-UNSE, 2007). En el marco de este trabajo se simularon 10 perfiles más, entre los cuales está incluido el QMI para $Tr = 100$ años definido anteriormente y un caudal aforado en marzo de 2007. Con la simulación se determinaron los parámetros hidráulicos necesarios para el cálculo de la socavación local. Los mismos se presentan en la Tabla 3.

Tabla 3.- Parámetros hidráulicos

Perfil	Q (m^3/s)	h (m)	V (m/s)
1	600	1,87	1,35
2	907	2,3	1,63
3	1109	2,36	1,79
4	1340	2,53	1,95
5	1495	2,64	2,06
6	1637	2,73	2,15
7	339	1,4	1,04
8	300	1,31	0,99
9	250	1,19	0,92
10	200	1,05	0,84
11	180	0,98	0,81
12	150	0,88	0,76
13	120	0,78	0,71
14	100	0,72	0,67
15	90	0,69	0,65

Socavación Local

Un concepto aceptado es que la socavación local producida por las pilas complejas se puede asimilar como un proceso de transición entre la socavación producida por una pila simple, la socavación producida por un grupo de pilotes con basura atascada de dimensiones semejantes a la viga cabezal y la socavación producida por un conjunto de pilotes.

El punto neurálgico en la estimación de la socavación es la evaluación del diámetro equivalente. Las metodologías disponibles para tal fin se basan en los resultados experimentales y en diferentes criterios para el cálculo del diámetro equivalente.

Un criterio se basa en calcular la socavación producida por cada elemento aislado de la pila compleja con sus respectivos diámetros equivalentes y luego sumarlos (Sheppard, 2003). Otro en calcular un diámetro equivalente considerando la configuración de la pila expuesta al flujo ((Bridge Scour, 2000; Coleman, 2005), el cual será adoptado como metodología de cálculo.

Metodología de Melville

La expresión propuesta por este investigador (Melville & Coleman, 2000) se apoya en el análisis dimensional a pesar de su fuerte componente experimental. Tiene la ventaja de ser válida para un amplio rango de caudales, tamaño de sedimentos y tipos de pilas. La misma se escribe como sigue:

$$d_s = K_I K_d K_{ha} K_\alpha K_F \quad (5)$$

Para condiciones de lecho vivo ($V/V_c > 1$) el factor de intensidad de flujo adquiere el valor unitario, es decir: $K_I = 1$, mientras que para una situación de aguas claras ($V/V_c < 1$) el factor vale: $K_I = (V/V_c)$, es decir, directamente la razón de velocidades η_V .

Con respecto al factor dependiente del tamaño del sedimento K_d , en realidad lo que se compara es la relación entre el tamaño del sedimento y el ancho de la pila. Cuando $a/d > 25$ (sedimento relativamente fino) $K_d = 1$, mientras que para $a/d < 25$ (sedimento grueso), Melville propone la ecuación: $K_d = 0,57 \cdot \log[2,24 \cdot (a/d)]$.

El factor K_{ha} (que a diferencia de los restantes no es un parámetro adimensional, sino tiene dimensiones de una longitud) es quizás el más importante, ya que el mismo es el que exhibe un mayor fundamento físico en relación a los factores de escala que considera. Para este factor Melville propone tres ecuaciones según sea el rango de localización de la razón (h_0/a) a saber:

$$K_{ha} = 2,4 \cdot a \quad \text{para} \quad \frac{h_0}{a} < 0,7 \quad (6)$$

$$K_{ha} = 2 \cdot (h \cdot a)^{0,5} \quad \text{para} \quad 0,7 < \frac{h_0}{a} < 5 \quad (7)$$

$$K_{ha} = 4,5 \cdot h_0 \quad \text{para} \quad \frac{h_0}{a} > 5 \quad (8)$$

Los factores K_α y K_F se estiman a partir de las tablas propuestas en la bibliografía. (Bridge Scour, 2000).

Diámetro Equivalente

El diámetro equivalente, a_* , es el diámetro que representa la configuración expuesta al flujo de la pila compleja y se puede calcular con diferentes criterios. En un trabajo anterior (Pilán, 2007), se determinó que el criterio que mejor representa la realidad es el de Coleman. (Coleman, 2005).

Bajo este criterio, el plano de referencia para establecer la variación de la configuración de la pila compleja expuesta al flujo es el que contiene a la parte superior de la viga cabezal de pilotes. La distancia desde dicho plano hasta el lecho se define como Y , correspondiendo $Y = 0$ a la parte superior de la viga cabezal. Si la viga cabezal está enterrada, la distancia Y será positiva y si la viga está expuesta al flujo será negativa.

La propuesta de Coleman se basa en el concepto de transición de la socavación en función de la configuración de la pila compleja expuesta al flujo. El diámetro equivalente se calcula en función de Y con las siguientes ecuaciones:

$$a_* = a_{pila} \quad \text{para } Y \geq 0 \quad (9)$$

$$a_* = a_{pila} \cdot \left(\frac{a_{pila}}{a_{vc}} \right)^{\left\{ \left(\frac{a_{pila}}{a_{vc}} \right)^3 + 0.1 - \left[0.47 \left(0.75 - \frac{Y}{a_{pila}} \right)^{0.5} \right] \right\}} \quad \text{para } 0 \geq Y \geq Y_T \quad (10)$$

$$a_* = \left[\frac{0.52 \cdot E_{vc} \cdot a_{vc} + (h_0 - 0.52 \cdot E_{vc}) \cdot a_{gp}}{h_0} \right] \quad \text{para } Y = -h_0 \quad (11)$$

$$a_* = a \quad \text{para } Y = -h_0 - E_{vc} \quad (12)$$

con una variación lineal de a_* para los límites establecidos. Las variables se encuentran definidas en Figura 1. El valor de Y_T se define en el marco del presente trabajo como la mitad de la altura de la viga cabezal. (Coleman, 2005).

Calculo de la Socavación Local en el puente SFS

Las tareas de reparación en las pilas del puente San Francisco luego de la crecida del año 2000 dieron origen a las pilas de tipologías II y III. En la Tabla 4 se presentan las pilas numeradas desde la margen izquierda y su clasificación. También se presentan las cotas tanto de la parte superior de la viga cabezal como del lecho medidas en octubre de 2006, sobre la base de las cuales se calculan los valores de Y. En la Tabla 5 se presentan las dimensiones de los tres tipos de pilas.

Tabla 4.- Determinación de la posición de la viga cabezal con respecto al lecho de cada pila

MI	Tipo	Cota Superior Viga Cabezal	Cota de Lecho en la Pila (10/06)	Y
1	II	181,91	180,42	-1,49
2	II	181,89	180,43	-1,46
3	II	181,94	179,97	-1,97
4	II	181,84	179,80	-2,04
5	I	181,88	179,58	-2,30
6	I	181,86	179,81	-2,05
7	III	182,89	181,90	-1,00
8	I	181,99	180,25	-1,74
9	I	181,81	179,73	-2,08
10	I	181,86	180,72	-1,14
11	II	181,86	181,92	0,06

Tabla 5.- Dimensiones de las pilas

Dimensiones (m)	P. San Francisco Solano		
	Pilas		
	Tipo I	Tipo II	Tipo III
a _{pila (normal)}	1,00	1,65	1,50
a _{pila (longitudinal)}	3,00	5,60	3,25
a _{vc}	3,00	2,60	5,50
a	0,52	0,52	0,52
L _p	0,52	0,52	0,52
E _{vc}	1,50	2,50	2,51

A partir de los tirantes asociado a cada perfil y asumiendo para cada uno de ellos que la configuración inicial del lecho era la definida en la Tabla 4, se determinó la socavación local para las 11 pilas así como también sus diámetros equivalentes. En la Tabla 6 se presentan dichos resultados para el perfil 6, es decir el caudal máximo instantáneo asociado a un período de retorno de 100 años y en la Tabla 7 la socavación para el perfil 5.

Tomando el valor más desfavorable, el descenso del lecho frente a la pila 7 será de 5,67 m, a partir de la configuración inicial del lecho frente a la misma. La socavación para esta pila producida por el perfil 5, el cual corresponde a un caudal máximo de 50 años de período de retorno (IRHi-UNSE, 2007), es de 5,57 m. Es importante destacar la variación de la profundidad d_s de una pila a otra.

Tabla 6.- Resultados del cálculo de la socavación

Tipo	Pilas MI	Y	Perfil 6	
			a*	d _s
II	1	-1,49	1,51	3,26
II	2	-1,47	1,51	3,26
II	3	-1,97	1,51	3,26
II	4	-2,04	1,51	3,26
I	5	-2,30	1,23	2,65
I	6	-2,05	1,23	2,65
III	7	-1,00	2,63	5,67
I	8	-1,74	1,23	2,65
I	9	-2,08	1,23	2,65
I	10	-1,14	1,23	2,65
II	11	0,06	1,65	3,56

El diámetro equivalente de las pilas Tipo I se mantiene constante. Esto se debe a que la combinación de la configuración expuesta al flujo y lecho inicial de las mismas fue semejante. En el caso de las pilas Tipo II, la pila 11 muestra un diámetro superior, esto se debe a que al estar el lecho 6 cm por encima de la viga cabezal, el diámetro equivalente es la dimensión normal al flujo de la pila, a_{pila} . Igual ocurre con la pila 7, con la diferencia que la dimensión de la viga cabezal normal al flujo es casi el doble que las otras dos tipologías.

Tabla 7.- Resultados del cálculo de la socavación

Tipo	Pilas MI	Y	Perfil 5	
			a*	d _s
II	1	-1,49	1,54	3,33
II	2	-1,47	1,54	3,33
II	3	-1,97	1,54	3,33
II	4	-2,04	1,54	3,33
I	5	-2,30	1,25	2,70
I	6	-2,05	1,25	2,70
III	7	-1,00	2,63	5,57
I	8	-1,74	1,25	2,70
I	9	-2,08	1,25	2,70
I	10	-1,14	1,25	2,70
II	11	0,06	1,65	3,56

Se observa que la socavación producida para el caudal de 50 años de período de retorno, 1495 m³/s, está en el orden de la producida por el máximo caudal simulado.

RESULTADOS OBTENIDOS

Como la profundidad de socavación varía de acuerdo a la configuración inicial del lecho, se calculó para cada perfil y cada tipo de pila los diámetros equivalentes y profundidad de socavación para valores de Y entre 1 m y -2.3 m. En la Figura 8 se presenta la variación de la socavación con la exposición de la pila compleja adimensionalizadas con el diámetro

equivalente. Esta relación muestra la diferencia de comportamiento entre las pilas Tipo I y II (salvo la pila 11), pero también el arribo de ambas a un valor constante de d_s/a^* .

Los comportamientos de la pila 7 (Tipo III) y de la pila 11 son semejantes. En ambos casos el aumento del diámetro equivalente conforme aumenta el tirante produce un valor constante de la relación Y/a^* para los 15 perfiles. Para las dos pilas el valor de d_s/a^* correspondiente al caudal máximo instantáneo es de 2,16.

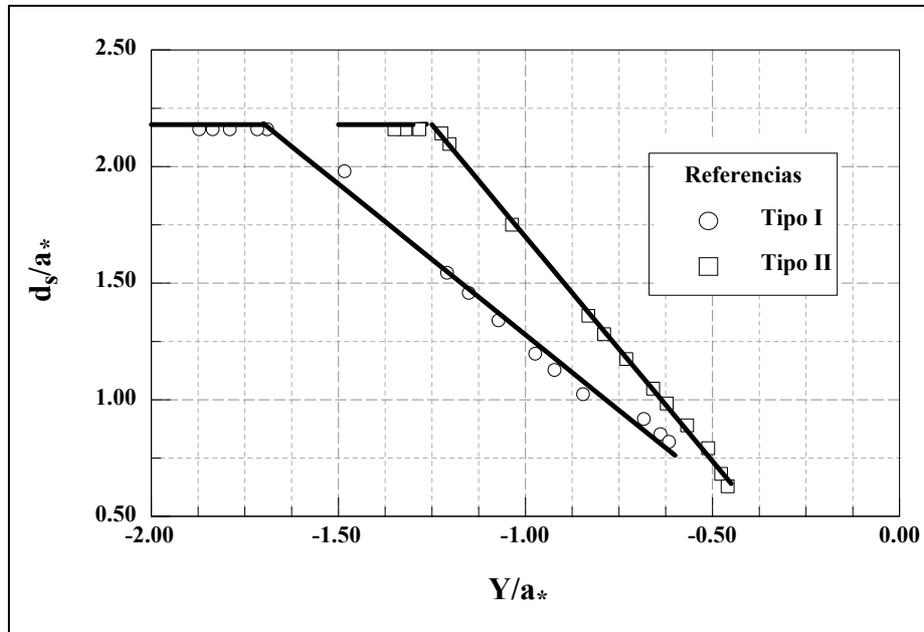


Figura 8.- Variación de la socavación con la exposición de las pilas adimensionalizada

Debido a que se ha transformado la pila compleja en una pila simple de diámetro a^* , es interesante ver como se comporta la relación entre la socavación y la profundidad del flujo adimensionalizada con el diámetro equivalente. En la Figura 9 se presenta esta variación para los diferentes tipos de pilas. Los puntos correspondientes a las tipo I y II se comportan de forma semejante, tendiendo a un valor constante e igual a 2,16 de d_s/a^* para la razón tirante diámetro equivalente mayor a la unidad. Se observa una distribución semejante para la pila Tipo III pero con una curva diferente. No alcanza en las condiciones estudiadas un valor de d_s/a^* constante.

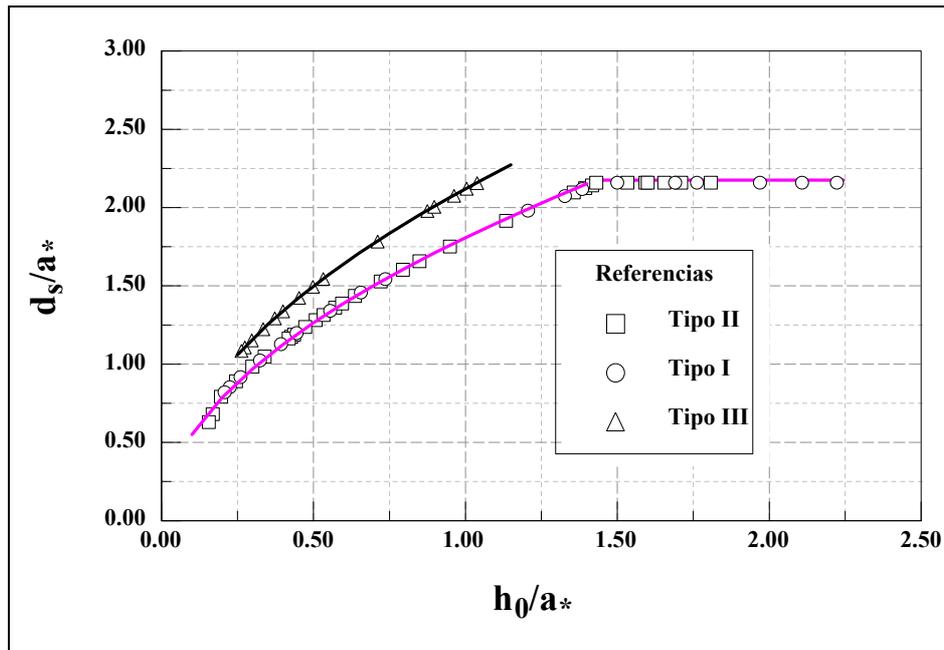


Figura 9.- Variación d_s-h_0 adimensionalizada con el diámetro equivalente

La ecuación (13) es el resultado del ajuste para las pilas Tipo I y II, válida entre $0,15 < h_0/a_* < 1$, y la ecuación (14) para la pila Tipo III, con correlaciones de 0,99 para ambas.

$$\frac{d_s}{a_*} = 1.81 \cdot \left(\frac{h_0}{a_*}\right)^{0.52} \quad (13)$$

$$\frac{d_s}{a_*} = 2.11 \cdot \left(\frac{h_0}{a_*}\right)^{0.50} \quad (14)$$

Por otro lado si se analiza la evolución de la socavación para los dos grupos, es decir tipología I y II por un lado y por el otro tipología III, se puede decir que para $h_0/a_* > 0,75$ la relación de proporcionalidad entre la socavación relativa d_s/a_* de la tipología III y la de las otras dos configuraciones de pilas complejas, tiende a estabilizarse en 1,18.

CONCLUSIONES

Se ha realizado el cálculo de la socavación producida por las pilas complejas del puente San Francisco Solano para el caudal máximo instantáneo y por otro lado un análisis del comportamiento de la socavación con la variación inicial del lecho. A partir de los análisis y cálculos realizados se puede concluir:

- El caudal máximo instantáneo se puede asociar directamente al análisis de frecuencia de caudales máximos medios diarios para el caso de estudio de un puente sobre un río de llanura aguas abajo de una presa de regulación de gran volumen.
- La socavación producida por el caudal máximo instantáneo para un período de retorno de 100 años es semejante a la producida por el caudal de 50 años de recurrencia.
- El conocimiento inicial de la configuración de la pila en relación al lecho permitió realizar una evaluación confiable del diámetro equivalente.

- La variación de la socavación local con la profundidad del flujo inmediatamente aguas arriba de las pilas Tipo I y II adimensionalizada con sus diámetros equivalentes, presenta una forma semejante a las pilas simples.
- La combinación de las metodologías de Melville y Coleman es apropiada para el caso en estudio.
- La variación de la profundidad de socavación de una pila a otra marca la importancia del análisis de los diferentes escenarios al momento de realizar el cálculo de la fundación de la estructura.
- El análisis de la socavación local máxima en pilas complejas mediante la metodología propuesta genera un valor menor que si se hubiera hecho el análisis predictivo mediante el enfoque clásico de considerar una pila simple.

LISTA DE SÍMBOLOS

a: diámetro de la pila

d: diámetro representativo del sedimento

d_s : socavación local en un pila compleja

F(x): función de probabilidad

h_0 : tirante del flujo aguas arriba de la pila

K_I : Factor que depende de la intensidad del flujo

K_d : Factor que depende del tamaño del sedimento

K_{ha} : Factor que depende de la relación entre la profundidad del flujo y el ancho de la pila

K_α : Factor que depende del ángulo de ataque de la corriente o esviaje

K_F : Factor que depende de la forma de la pila

k: parámetro de forma de la función de probabilidad

V: velocidad del flujo

V_c : velocidad crítica de arrastre de sedimento

u: parámetro de posición de la función de probabilidad

α : parámetro de escala de la función de probabilidad

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Coleman, S.E. (2005): "Clearwater Local Scour at Complex Piers", *Journal of Hydraulic Engineering*, ASCE, Vol. 131, No. 4, pp 330-334.

IMT. (2000). "Normativa PRY-CAR-1-006-04", *Sec. de Comunicaciones y Transporte de México*.

IRHi-UNSE. (2007) "Estudios Hidráulicos y Fluviales del Río Dulce para Determinación de Línea de Ribera e Impactos de Obras" *Consejo Federal de Inversiones. Contrato N°7808001*. Provincia de Santiago del Estero.

Melville, B. W., Coleman, S.E. (2000): Bridge Scour. *Water Resources Publications*, LLC, Colorado, U.S.A

Olmos, L., Borsellino, M., Mattar, M. (2006) "Estudio de las Lluvias Máximas Diarias de la Pcia. de Jujuy". *XXII Congreso Latinoamericano de Hidráulica*. Ciudad Guayana, Venezuela.

Pilán, M.T., Olmos, L.A., Trejo Chazarreta, J.S. (2007): "Socavación Local Producida por Pilas Complejas: bases para un estudio experimental". *XXIº Congreso Nacional del Agua 2007*, Tucumán, 15 al 19 de Mayo de 2007