

**XXI CONGRESO LATINOAMERICANO DE HIDRÁULICA  
SÃO PEDRO, ESTADO DE SÃO PAULO, BRASIL, OCTUBRE, 2004**

**ANÁLISIS DE LA FALLA DE UNA DE LAS PILAS DEL PUENTE NALTAHUA EN EL RÍO  
MAIPO, CHILE**

***Prof. Alejandro López<sup>(1)</sup>; Ing. Alejandro Arenas<sup>(2)</sup>  
Instituto Nacional de Hidráulica, Santiago, Chile***

<sup>(1)</sup> [alopez@inh.cl](mailto:alopez@inh.cl)

<sup>(2)</sup> [harenas@inh.cl](mailto:harenas@inh.cl)

Nataniel Cox, of 36 - Santiago, Chile  
Teléfono: 56 (2) 8121559; Fax: 56 (2) 8120100

**RESUMEN**

Una de las pilas del puente Naltahua en el río Maipo, sufrió una inclinación durante una crecida del río, lo que provocó la falla del puente. En este artículo se analiza la incidencia que pudieron tener los procesos de socavación, tanto local en torno a pilas como por contracción en la falla de dicho puente. Se comparó la socavación calculada, mediante relaciones tradicionales y relaciones que consideran pilas de geometría compleja, con la profundidad a la que fueron fundadas originalmente las pilas del puente Naltahua. Se concluye que las pilas apoyadas en base a pilotes podrían verse afectas a problemas de estabilidad aunque los procesos de socavación no alcancen la cota de fundación de estas estructuras.

**ABSTRACT**

One of piers of the Naltahua Bridge over the Maipo River, suffered an inclination during a flood event causing a serious stability failure of the bridge structure. In this paper the incidence of local scour and flow contraction on the failure of the bridge is analyzed. The project foundation depth, of the pier in the Naltahua Bridge, was compared with the scour depth given by relations generally used to estimate local scour and flow contraction around simple and complex piers. It is concluded that the stability of structures supported by piers, with a system of pile groups, can be affected even if the scour depth is less than the foundation level.

**PALABRAS CLAVE**

Socavación, Pilas, Puente

## 1 INTRODUCCIÓN

Cuando se determina la profundidad de fundación de pilas de puentes, siempre existe incertidumbre respecto del valor obtenido al aplicar cualquiera de las relaciones existentes para tal efecto, toda vez que las observaciones de terreno que pudieran avalar esos resultados son escasas o casi inexistentes. La situación es hoy mas complicada al proyectarse y construirse pilas de geometrías más complejas a las que han sido experimentadas mas intensamente. Por lo tanto, si en algún evento es posible contar con el conocimiento de la magnitud de la socavación ocurrida, esa información puede ser de utilidad para adoptar alguna decisión en un estudio determinado. Esta oportunidad se presentó a raíz de la falla producida en una de las pilas de geometría compleja del puente Naltahua en el río Maipo durante una crecida.

En el mes de Junio de 2002 se produjeron importantes temporales en la zona Central de Chile, afectando con inundaciones y desbordes de ríos gran parte de la Región Metropolitana y de otras regiones del país. El río Maipo, cauce que constituye la hoya fluvial principal de Santiago y que se extiende por casi 190 Km. desde su nacimiento en las altas cumbres de la Cordillera de Los Andes hasta su desembocadura en el mar, presentó una importante crecida la cual afectó, entre otras obras y zonas, al puente Naltahua ubicado en el curso medio de este río en la provincia de Talagante. Esta estructura, construida el año 2000, falló al sufrir la inclinación de una de sus pilas a causa de la socavación de su fundación, quedando fuera de servicio. Ya en 1978, un antiguo puente, emplazado inmediatamente aguas arriba de éste, y que aún permanece en operación, sufrió el colapso de una de sus pilas por socavación del lecho producto de otra crecida. A raíz de la falla del puente en el año 2002, se decidió analizar las causas que la provocaron. Lamentablemente no se contó para el análisis con los antecedentes del diseño hidráulico de esta obra, pero si se tuvo conocimiento que los pilotes de fundación fueron hincados 8m bajo el lecho. Este dato, que conviene tener presente, y el análisis de la influencia de las obras existentes en el sector así como la morfología de la zona, posibilitaron establecer una comparación entre la profundidad de fundación de los pilotes con la estimación de la profundidad de la socavación que entregan las relaciones de cálculo de uso frecuente, y de esta forma poder aportar un resultado de terreno siempre escaso y, por lo tanto, de utilidad cuando es posible conocerlo.

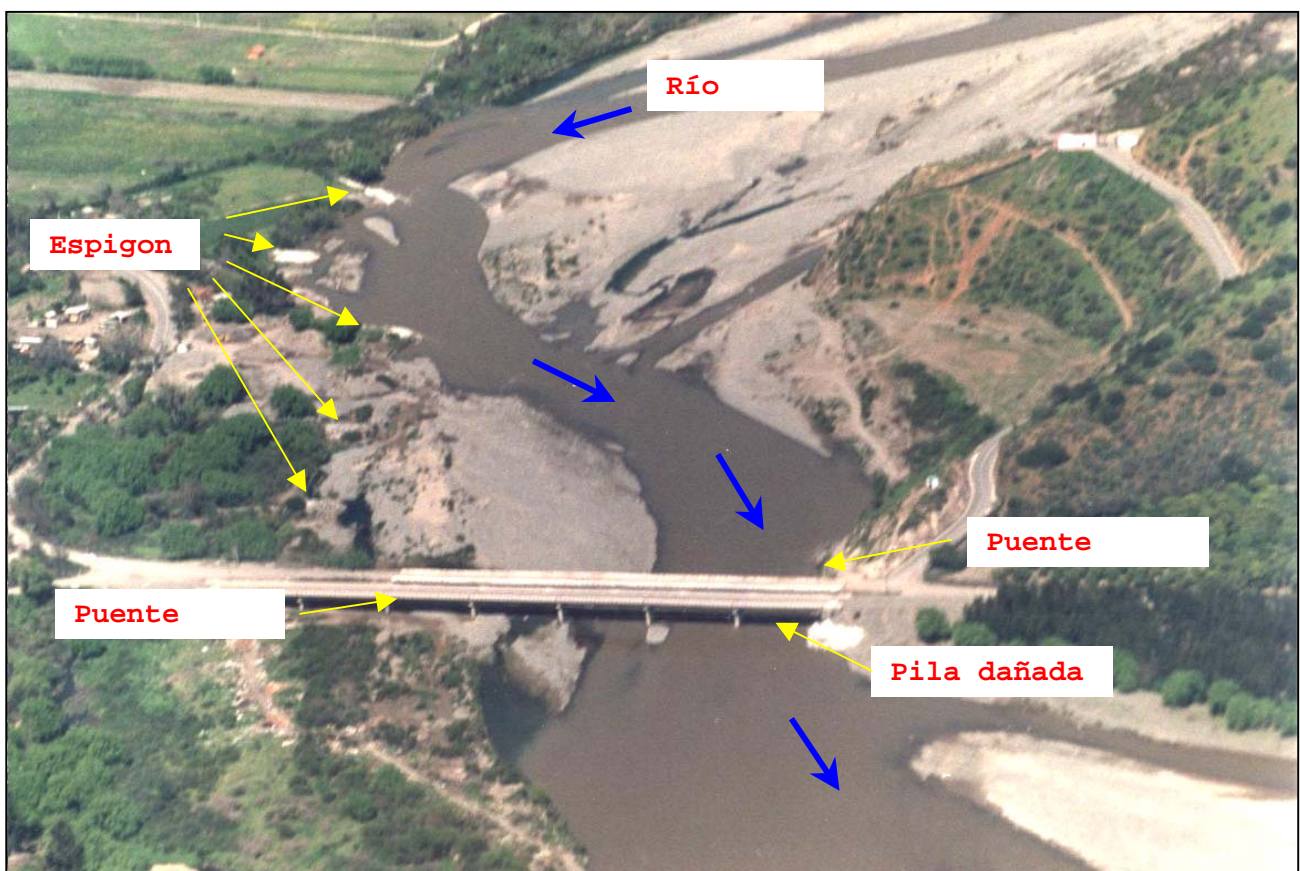


Figura N° 1 Sector emplazamiento Puentes Viales

## 2 ANTECEDENTES

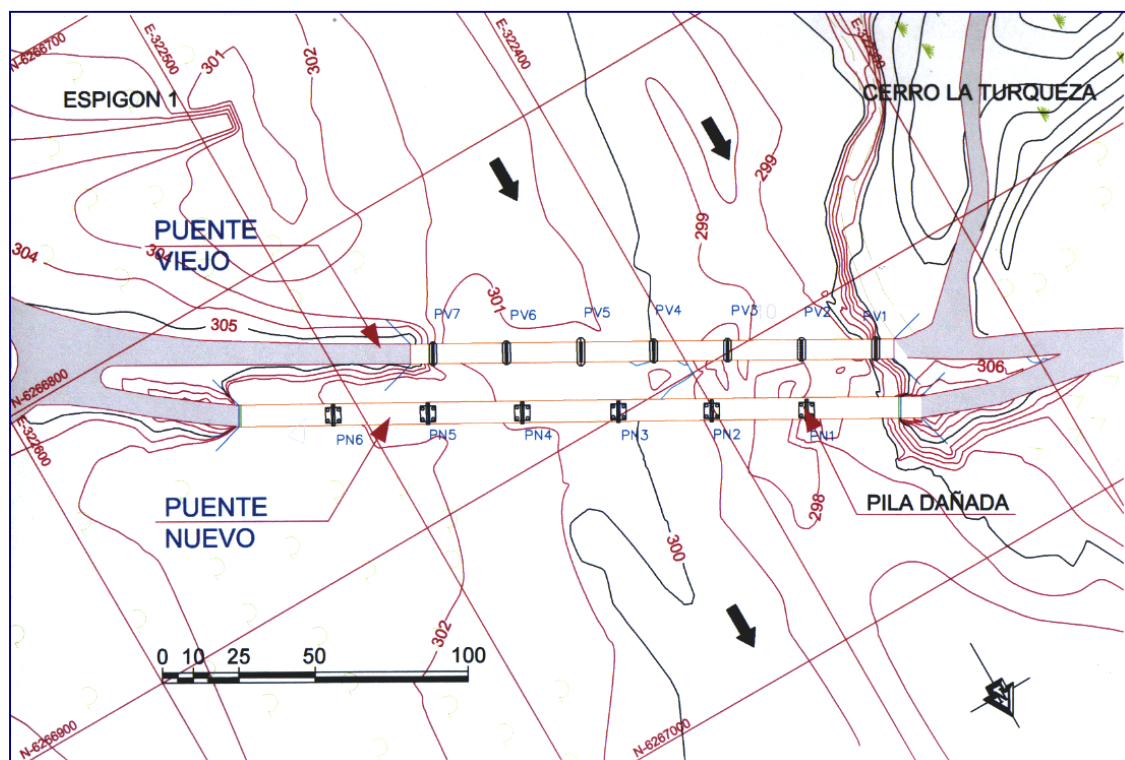
## 2.1 Características de la zona y del cauce

La zona en estudio corresponde a un tramo del curso medio del río Maipo cuyo lecho tiene una pendiente media de 0.42%. El río enfrenta aquí un importante obstáculo natural, un cordón montañoso, el cual desvía al río de su dirección natural Este-Oeste mediante un brusco giro hacia el Norte, apegándolo a la ladera del cerro, (ribera izquierda). La ribera derecha es baja y mal definida, por lo cual en crecidas se producen desbordes lo que ha llevado a implantar obras de defensas marginales y espigones transversales. Estas obras modifican la aproximación del escurrimiento hacia los puentes, originándose una concentración del flujo hacia la ribera izquierda (figura N° 1). Levantamientos topográficos confirman la existencia de un canalón profundo dentro del cauce que parte desde el primer espigón en la ribera derecha aguas arriba del puente y se dirige hacia la ribera opuesta. En cuanto al aspecto del lecho, éste se ve parcialmente acorazado y con presencia de islas naturales parcialmente cubiertas de vegetación. Se nota también abundancia de sedimento depositado en estas islas. Existen también faenas de extracción de áridos en el sector cuyos efectos se manifiestan en modificaciones de las islas señaladas. El cauce presenta un notable efecto erosivo en las curvas externas y depósitos de sedimentos importantes de material grueso y fino en la parte interior de estas.

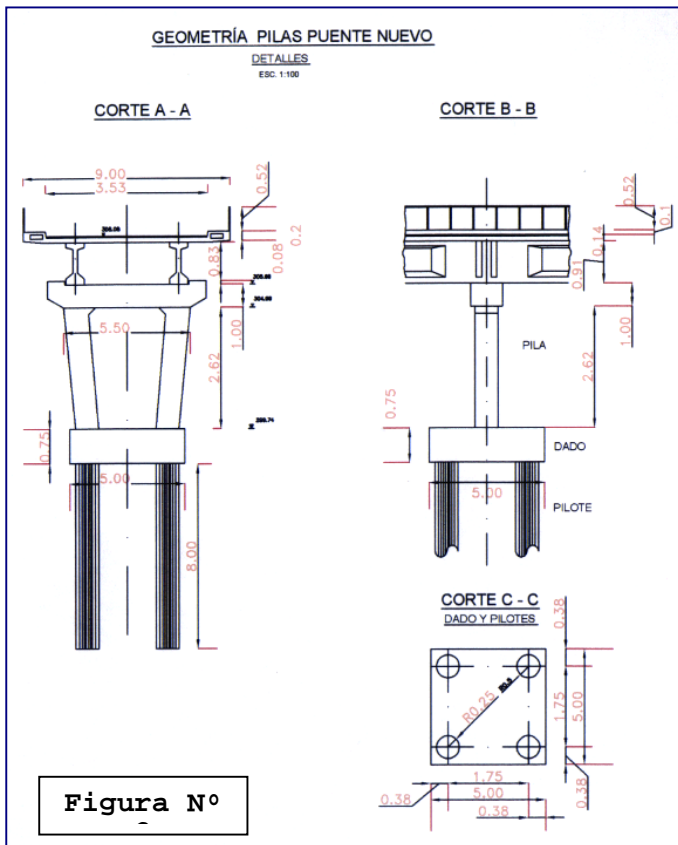
## 2.2.- Obras existentes en el sector

Las principales obras la constituyen el llamado Puente Viejo, que falló en 1978, y el Puente Nuevo aguas abajo del anterior, el cual falló en 2002 (ver figura N° 2). El primero fue construido entre 1947 y 1948 y el segundo construido entre los años 1999 y 2000. Aguas arriba del Puente Viejo se emplazaron 6 espigones, los cuatro primeros con posterioridad a las crecidas de los años 70 y los 2 mas lejanos a la zona de los puentes, después de 1997.

El nuevo puente presentó una falla producto de la socavación de la pila más próxima a la ribera izquierda. Esta pila estaba conformada por la pila, la cepa de fundación y 4 pilotes, hincados 8 metros bajo el dado de fundación (figura N° 3).



**Figura N° 2 Disposición en planta de los puentes y las pilas**



### 2.3 Antecedentes hidrográficos y topográficos

Se efectuó un levantamiento hidrográfico, midiendo las profundidades del cauce en 9 perfiles transversales, separados a unos 120 m. aproximadamente, 5 aguas arriba del Puente Viejo, 1 entre los puentes viales y 3 aguas abajo del Puente Nuevo. La topografía consistió en determinar en ambas riberas las singularidades existentes en una franja aproximada de 200 metros. Se determinó también los ejes longitudinales de los puentes viales, la geometría de los seis espigones de la ribera derecha y una geometría precisa de las pilas de los puentes (ver figura N° 3).

### 2.4 Caracterización granulométrica del lecho

La caracterización granulométrica del lecho del cauce se obtuvo practicando cuatro calicatas, obteniéndose muestras de dos capas de 0.50 cm. cada una. Los sedimentos que caracterizan el

cauce, corresponden a gravas gruesas a finas, presentando una granulometría extendida. En la Tabla N° 1 se presentan los parámetros granulométricos característicos. Para los cálculos se utilizaron los promedios de las capas a profundidades en el rango de 0.5-1.0 m.

Calicata	Profundidad de Capa (m)	D95 (mm)	D90 (mm)	D84 (mm)	D50 (mm)	D16 (mm)	Desv.Std.
Promedio	0.5 – 1.0	128.7	100.8	81	27.5	0.5	12.3

**Tabla N° 1 Diámetros Característicos del Sedimento Analizado**

### 2.5 Antecedentes hidrológicos

La estimación del caudal que provocó la falla del puente se obtuvo a través de la información fluviométrica registrada en seis estaciones a lo largo del cauce. Se determinó que el caudal máximo de la crecida fue del orden de 1750 m<sup>3</sup>/s, asociado a un período de retorno de 24 años.

## 3 CALCULO DE LA SOCAVACIÓN EN TORNO A LAS PILAS

### 3.1 Antecedentes básicos de cálculo

Para calcular la magnitud de la socavación potencial en torno a la pila dañada, se consideró la socavación por estrechamiento del cauce y la socavación local en torno a la pila.

Los antecedentes topográficos, granulométricos e hidrográficos presentados anteriormente sirven de base para obtener los parámetros hidráulicos necesarios, vale decir, profundidad, velocidad y ángulo de

incidencia del escurrimiento. Para estos efectos se efectuó una modelación numérica de tipo bidimensional del fenómeno, empleando para ello el modelo MIKE 21 HD, del Instituto Hidráulico de Dinamarca (DHI).

La rugosidad del cauce se estimó mediante el método de Cowan, encontrándose un valor de  $n = 0.035$ .

En la tabla N° 2 se resumen los valores de los parámetros hidráulicos y geométricos del cauce y de la pila, que fueron utilizados para calcular la socavación local y por estrechamiento.

**Tabla N° 2 Parámetros hidráulicos y geométricos para el cálculo de socavaciones**

Caudal (m3/s)	1750	Ancho cepa (m)	5
Profundidad del escurrimiento (m)	4.8	Largo cepa (m)	5
Velocidad en torno a la pila (m/s)	4.7	Altura cepa (m)	1.5
Angulo de Ataque (°)	13	Cota sup-cepa (m)	299.74
Ancho sección (m)	128.5	Distancia entre cepa y pilar (m)	0.25
Cota superficie (m)	303.2	Ancho pilotes (m)	1
Cota fondo (m)	298.4	Distancia entre pilotes (m)	3.5
Ancho pilar (m)	1	Profundidad Pilotes (m)	8
Largo pilar (m)	2	Cota fundación pilotes (m)	290.24

### 3.2 Socavación general del cauce

Primeramente se analizó si con el caudal señalado se producía arrastre aguas arriba de los puentes, para lo cual se determinó la velocidad crítica de arrastre mediante la relación de Hincu aplicada a sedimentos naturales (López, 1979):

$$v_c = 4.82 * D_{84}^{0.5} * \left( \frac{h}{D_{84}} \right)^{0.2} \quad (1)$$

siendo  $v_c$  la velocidad crítica de arrastre,  $h$  la profundidad del escurrimiento y  $D_{84}$  el diámetro bajo el cual pasa el 84% del material.

Se obtuvo una  $v_c$  de 3 m/s, y siendo la velocidad media del escurrimiento 4 m/s, se concluyó que había arrastre generalizado, lo que se tuvo presente al calcular la socavación local.

### 3.3 Socavación por estrechamiento

La socavación por estrechamiento se calculó aplicando el método de Lischtvan, Lebediev y Maza para un valor de  $D_{84} = 81.03\text{mm}$ . La expresión correspondiente para  $D_{84}$  es (Moreno et al, 1998):

$$d_s = \left| \frac{\alpha * d_o^{5/3}}{4.7 * \beta * D_{84}^{0.28}} \right| \frac{D_{84}^{0.092}}{0.233 + D_{84}^{0.092}} \quad (2)$$

donde  $d_s$  es la profundidad de socavación medida desde el fondo del lecho a la superficie libre,  $\beta$  coeficiente que tiene en cuenta el período de retorno del caudal  $Q$  considerado y  $\alpha$  está dado por la relación:

$$\alpha = \frac{Q}{d_m^{5/3} * B_e} \quad (3)$$

siendo  $d_m$  es la profundidad media del flujo y  $B_e$  el ancho superficial efectivo de la sección considerada.

Se obtuvo un valor de socavación por contracción de 1.23m. Adicionalmente se verificó utilizando la relación modificada de Laursen (1960) para socavación por contracción con arrastre (HEC-18, 2001) la que entregó un valor de 1.78m.

$$\frac{y_2}{y_1} = \left( \frac{Q_2}{Q_1} \right)^{6/7} * \left( \frac{W_1}{W_2} \right)^{k_1} \quad (4)$$

donde  $y_i$  es la profundidad media en la sección,  $Q_i$  es el caudal (m<sup>3</sup>/s) de la sección,  $W_i$  es el ancho de la sección, y  $K_i$  un exponente función de la velocidad de corte y de la velocidad de caída del grano. El subíndice  $i$  (<sub>1</sub> o <sub>2</sub>), según se refiera a parámetros de la sección contraída o de la sección aguas arriba.

### 3.4 Socavación Local en torno a Pilas

En todas las relaciones utilizadas para el cálculo de la socavación local se consideró que ésta se generaba a partir del lecho degradado producto de la socavación por contracción, que para estos efectos se evaluó en 1.78m bajo el nivel inicial del lecho, utilizando la relación modificada de Laursen.

Las fórmulas consideradas para el cálculo de la socavación local en pilas son las siguientes: Laureen (Ayala et al, 1987), Método de Maza Álvarez (López et al, 1977) y ecuación CSU modificada (Salim y Jones, 1999). Las dos primeras no consideran pilas de geometría compleja, situación que si tiene en cuenta la última.

#### a) Laursen (Ayala et al, 1987):

$$S_p = K_l * K_c * b * 1.35 * \left( \frac{h}{b} \right)^{0.3} \quad (5)$$

Esta relación considera la presencia de un dado de fundación y ha sido analizada y experimentada por Ayala et al (1987). Considera también el efecto del ángulo de incidencia del escurrimiento. Estos efectos están representados por los coeficientes  $K_l$  y  $K_c$ , cuyos valores particulares para éste análisis son 1.23 y 1.06 respectivamente.

#### b) Maza Álvarez (López et al, 1977):

Esta relación presenta sus resultados en base a gráficos que consideran tres parámetros adimensionales  $\frac{h+s}{b}$ ,  $Fr^2$  y  $\frac{h}{b}$ , siendo  $h$  la profundidad del escurrimiento,  $s$  la socavación,  $b$  el ancho de la pila y  $Fr$  el número de Fraude del escurrimiento. Un análisis de esta metodología (López, 1979) concluye que cuando la velocidad del escurrimiento es mayor que la velocidad crítica de arrastre el valor de la socavación es independiente de la velocidad del escurrimiento.

#### c) CSU ecuación para pilas complejas (HEC-18; Richardson E., Davis S, 2001):

La mayoría de las ecuaciones de socavación en pilas no consideran geometrías complejas de pilas, y tratan a la pila como un solo conjunto. Estudios recientes desarrollados por Salim y Jones (1999), se centraron con especial atención en determinar la profundidad de socavación para el caso de pilotes, fundaciones y pilotes, pilas, fundaciones y pilotes expuestos al flujo.

Para estimar la socavación en pilas, se empleó una versión modificada de la ecuación desarrollada en la Universidad del Estado de Colorado (CSU), recomendada en el HEC-18, por la FHWA. Dicha ecuación es aplicable a socavación local en pilas con transporte de sedimentos (lecho vivo), y para socavación sin transporte de sedimentos (aguas limpias).

A continuación se resume la metodología adoptada para estimar la socavación al pie de pilas, metodología que se describe ampliamente en la referencia citada. La expresión general es:

$$\frac{y_s}{y_1} = 2.0k_1k_2k_3k_4 \left( \frac{a}{y_1} \right)^{0.65} Fr_1^{0.43} \quad (6)$$

Donde:

- $y_s$  = profundidad de socavación bajo el nivel del lecho (m)
- $y_1$  = profundidad del flujo directamente aguas arriba de la pila (m)
- $k_1$  = factor de corrección por forma de la punta de la pila
- $k_2$  = factor de corrección por ángulo de ataque del flujo
- $k_3$  = factor de corrección por condiciones del lecho
- $k_4$  = factor de corrección por acorazamiento del material del lecho
- $a$  = ancho de la pila (m)
- $Fr_1$  = número de Froude directamente aguas arriba de la pila =  $V_1 / (gy_1)^{1/2}$

La metodología consiste básicamente en:

- 1 Determinar la socavación total, separando las componentes que la producen, y determinando la profundidad de socavación para cada una de de las componentes, para finalmente, sumar los resultados, utilizando el método de "superposición de socavaciones individuales".
- 2 Analizar la configuración geométrica de las pilas, determinando las componentes de la pila que están o podrían estar expuestas al flujo.
- 3 Determinar la profundidad de socavación para cada componente de la pila expuesta al flujo, utilizando las ecuaciones y métodos presentados.
- 4 Sumar las componentes para determinar la profundidad total de socavación local en la pila.

La figura N° 4 presenta un esquema de la metodología empleada para abordar el análisis de pilas de geometría compleja.

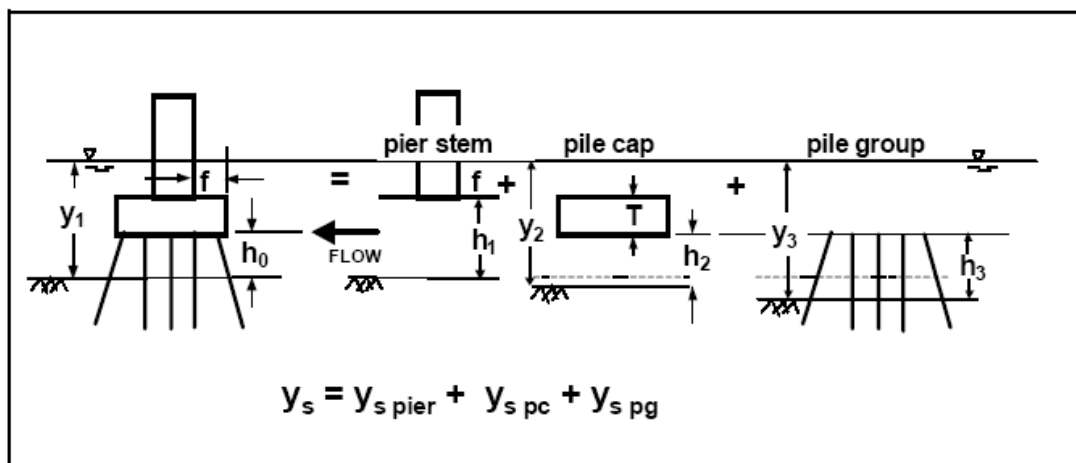


Figura N° 4 Esquema de la metodología utilizada para calcular socavación en pilas

### 3.5 Resultados obtenidos

En la tabla N° 3 se presentan los resultados obtenidos del cálculo de la socavación por estrechamiento y de la socavación local.

Se adoptará para el análisis posterior una socavación por estrechamiento de 1.78m

**Tabla N° 3 Valores de socavación obtenidos**

<b>Socavación por contracción</b>	
Lischtvan, Lebediev y Maza	1.23
Laursen (1960) modificado	1.78
<b>Socavación local en pilas</b>	
Laursen	3.10
Maza y Álvarez	3.63
CSU ecuación para pilas complejas	2.85

#### **4 ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS**

Considerando el mayor valor de la socavación por contracción 1.78m, la socavación total alcanzaría, utilizando la metodología de Maza Álvarez para estimar la socavación local, un valor aproximado de 5.40m, y si se considera la metodología que evalúa la socavación local en pilas de geometría compleja, la socavación total alcanzaría algo más de 4.60m. Ambos valores son inferiores a la profundidad a la cual estaba fundada la pila. Considerando este antecedente, la falla de la pila no podría ser atribuida solamente a un problema exclusivo de descenso del fondo del lecho del cauce más allá de la profundidad de fundación. En efecto, de acuerdo al cálculo, los pilotes habrían quedado fundados, en el caso más extremo, a una profundidad de 2.75m bajo el lecho socavado.

Estos resultados indicarían que la falla de la pila no está asociada directamente a una falla por profundidad de fundación insuficiente en cuanto a la magnitud de la socavación esperada, como al parecer lo fue la falla del Puente Viejo. En efecto, si se compara la foto N° 1 que muestra la falla de la pila N° 5 del puente viejo, acaecida en la crecida de 1978 con la foto N° 2, que muestra el aspecto de la falla de la pila del puente nuevo en la crecida del 2002, se aprecia que en el primer caso el colapso se puede asociar a un descenso del lecho, no así en el segundo, por cuanto la disposición de la pila fallada muestra un desplazamiento lateral de su estructura, por falla en uno de sus apoyos posteriores. Dado los resultados obtenidos, se plantea que en este tipo de estructuras apoyadas en pilotes pueden existir problemas de estabilidad, sin necesidad de que se alcance un descenso del lecho hasta la cota de fundación de éstas. Este efecto no está considerado en las relaciones de cálculo de socavaciones, lo que hace necesario y aconsejable dilucidarlos a través de experimentaciones que consideren diversos aspectos o situaciones que puedan presentarse en proyectos específicos. Sin este conocimiento se pueden adoptar soluciones cuyo costo y seguridad sean discutibles. En el presente caso, sin contar con estudios que avalaran una solución, se decidió reparar la pila dañada, hincando nuevos pilotes a una profundidad de 12.5m hasta alcanzar el manto rocoso, profundidad muy superior a la considerada originalmente.

#### **5 COMENTARIOS FINALES**

- El análisis anterior permite considerar que pilas de geometría compleja presentan problemas de estabilidad ligados a la socavación producida y que ocasionarían falla de la estructura, sin que necesariamente la socavación alcance la profundidad de fundación.
- Esto sugiere la necesidad de recurrir a estudios experimentales que profundicen en el análisis del comportamiento de estas estructuras complejas.



## 6 REFERENCIAS

- Ayala L., Niño Y, y Kerrigan A. (1987). "Influencia de la forma de sección y base de fundación sobre la socavación máxima al pie de pilas". VIII Congreso Nacional de Ingeniería Hidráulica, Santiago, Chile.
- López A., Vargas X. (1977). "Socavación al pie de pilas de puentes". Centro de Recursos Hidráulicos, Universidad de Chile.
- López A. (1979). "Análisis crítico de algunos métodos para determinar la socavación local en pilas de puentes". IV Coloquio Nacional de Ingeniería Hidráulica, Valparaíso, Chile.
- Moreno C., Fuentes R. y López A. (1998). "Socavación generalizada – Método de Lischtvan, Lebediev y Maza – Verificación experimental". XVIII Congreso Latinoamericano de Hidráulica, Oaxaca, México.
- Richardson E., Davis S. (2001). HEC-18 "Evaluating Scour At Bridges", 4ta Edition. Federal Highways Administration (FHWA), Report N° NHI 01-001.
- Salim M., Jones J. (1999). "Scour Around Exposed Pile Foundations". ASCE Compendium, Stream Stability and Scour at Highway Bridges, Richardson and Lagasse (eds), Reston, VA.



Foto N° 1 Colapso del Puente Viejo de Naltahua, producto de socavación en la Pila N° 5, Crecida del 21 de Julio 1978



Foto N° 2 Falla de la pila N° 1, Puente Nuevo de Naltahua, Crecida de Junio 2002