

**ESTUDIO DE SOCAVACIÓN LOCALIZADA EN LA PILA NUMERO SIETE DEL
PUENTE GUILLERMO GAVIRIA CORREA
(BARRANCABERMEJA-YONDO).**



**CARMEN YANETH BAUTISTA AMADO
LAURA JULIANA MATEUS CALDERON**



**UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER
FACULTAD DE INGENIERÍAS FÍSICO – MECÁNICAS
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL
BUCARAMANGA
2008**

**ESTUDIO DE SOCAVACIÓN LOCALIZADA EN LA PILA NUMERO SIETE DEL
PUENTE GUILLERMO GAVIRIA CORREA
(BARRANCABERMEJA-YONDO).**

**CARMEN YANETH BAUTISTA AMADO
LAURA JULIANA MATEUS CALDERON**

**Trabajo de Grado para optar al título de Ingeniero Civil.
Modalidad: Pasantía en Investigación.**

**Grupos: GIREH- UN
GPH- UIS**

**Director de Proyecto:
LEONARDO DAVID DONADO
Profesor de la Universidad Nacional de Colombia**

**UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER
FACULTAD DE INGENIERÍAS FÍSICO – MECÁNICAS
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL
BUCARAMANGA
2008**

AGRADECIMIENTOS

Las autoras expresan sus agradecimientos a:

El ingeniero Leonardo David Donado por su paciencia y dedicación.

A los ingenieros William Perdomo y Pedro Jose Díaz de la Universidad Nacional por su colaboración y apoyo.

A nuestros familiares y amigos por su incondicional respaldo.

Gracias.

CONTENIDO

	Pág.
INTRODUCCIÓN	1
1 SOCAVACIÓN EN PILAS DE PUENTES FLUVIALES	4
1.1 ASPECTOS GENERALES.....	4
1.2 FACTORES QUE INFLUYEN EN LA SOCAVACION.	4
1.2.1 Condición en agua clara. o.	5
1.2.2 Condición en lecho vivo.....	6
1.3 SOCAVACIÓN GENERAL.....	10
1.3.1 Estimación de la profundidad de socavación general.....	10
1.3.2 Degradación general.....	10
1.3.3 Disminución de los niveles del lecho thalweg. I.	12
1.3.4 Socavación por curva.....	12
1.3.5 Socavación por confluencia.....	14
1.3.6 Socavación por formas del lecho.....	14
1.4 SOCAVACIÓN POR CONTRACCIÓN.....	16
1.4.1 Erosión por contracción en lecho vivo	16
1.4.2 Erosión por contracción en agua clara.....	19
1.5 SOCAVACION LOCAL	19
1.5.1 Interacción flujo- pila.	20

1.5.2	Análisis de los factores que afectan la socavación local.	21
1.5.3	Efecto de los parámetros específicos en la profundidad de socavación ..	23
1.6	CÁLCULO DE LA SOCAVACIÓN EN PILAS, CON LA ECUACIÓN DE LA UNIVERSIDAD ESTADO DE COLORADO (CSU).....	36
1.7	PROFUNDIDADES DE SOCAVACIÓN TOTAL DENTRO DEL PUENTE.....	42
1.8	MORFOLOGÍA Y DINÁMICA FLUVIAL.....	46
1.9	INFORMACIÓN HIDROLÓGICA DE NIVELES Y DE CAUDALES	48
1.10	ANÁLISIS SEDIMENTOLÓGICO	49
1.10.1	Peso específico del agua con sedimentos.....	49
1.11	GEOLOGÍA DEL SITIO DEL SITIO DEL PUENTE	50
1.11.1	Factor de rugosidad. l.....	51
1.12	METODOLOGÍA PARA LA PREDICCIÓN DE LA PROFUNDIDAD DE SOCAVACIÓN LOCAL POR MELVILLE Y COLEMAN	53
1.12.1	Factor del tamaño de la pila, K_{yb}	57
1.12.2	Factor de Intensidad de flujo, K_l	57
1.12.3	Factor del tamaño de los sedimentos, K_d	58
1.12.4	Factor de forma, K_s . l.....	58
1.12.5	Factor de alineamiento, K_θ	58
1.12.6	Factor de la geometría del canal, K_G	58
1.12.7	Factor tiempo, K_t	58
1.13	Socavación general.....	68
1.14	SOCAVACIÓN LOCAL POR PILAS O ZAPATAS.....	70
1.14.1	Método de Peggy Johnson.....	70

CONCLUSIONES72

BIBLIOGRAFIA77

ANEXOS77

LISTA DE FIGURAS

	Pág.
Figura 1. Variación de la profundidad de socavación con el aumento de velocidad	6
Figura 2. Diagrama	7
Figura 3. Factores que influyen en la profundidad de socavación.	9
Figura 4. Velocidad de caída (ω) en función del tamaño de las partículas de arena, la	18
Figura 5. Ilustración del flujo y modelo de socavación en una pila	21
Figura 6. Variación de la profundidad de socavación local con la intensidad de flujo	25
Figura 7. Variación de la profundidad de socavación con flujos superficiales	27
Figura 8. Variación de la profundidad de socavación local con sedimentos gruesos	28
Figura 9. Variación de la profundidad de socavación con sedimentos no uniformes	29
Figura 10. Variación de la profundidad de socavación con la forma no uniforme de la pila	30
Figura 11. Desarrollo temporal de la profundidad de socavación en pilas bajo condiciones de agua-clara	33
Figura 12. Modelo tridimensional	43
Figura 13. Sección aguas abajo del puente	44
Figura 14 sección aguas arriba del puente	44
Figura 15. Variación de la velocidad a lo largo del canal, en condición de creciente máxima	45

Figura 16 .perfil longitudinal de flujo, en condición de creciente máxima	45
Figura 17. Formación de barras e islas, magdalena medio. Fuente, google. .	47
Figura 18. Puente guillermo gaviria correa.	52
Figura 19. Profundidades de flujo. Adaptado de melville y coleman 2000	54
Figura 20. Metodología cuantitativa para la predicción de la profundidad de socavación.....	56
Figura 21. Detalle del apoyo siete del puente guillermo gaviria correa.....	61

LISTA DE TABLAS

	Pág.
Tabla 1. Evaluación de la componente por degradación general.....	11
Tabla 2. Evaluación de la componente de la por thalweg.....	12
Tabla 3. Evaluación de la componente de la por curva.....	13
Tabla 4. Evaluación de la componente de la por confluencia.....	14
Tabla 5. Evaluación de la componente de la por confluencia.....	15
Tabla 6. Exponente de laursen para la erosión por contracción	18
Tabla 7. Factor de corrección, k1, por la forma de la nariz del pilar.....	37
Tabla 8. Factor de corrección, k2, ángulo de ataque del flujo.....	38
Tabla 9. Incremento en la profundidad de erosión del pilar, K3	39
Tabla 10. Límites para tamaños del material del lecho y valores de K4.....	40
Tabla 11. Corrida del modelo con flujo uniforme y $Q=7620\text{m}^3/\text{s}$	41
Tabla 12. Caudal estimado para diferentes periodos de retorno.....	47
Tabla 13. Granulometrías del material del lecho y del material en suspensión.....	48
Tabla 14. Perfil Estratigráfico del fondo del río.	49
Tabla 15. Clasificación de los procesos de socavación local en las fundaciones de un puente	56
Tabla 16. Factores de influencia de la profundidad de socavación.....	58
Tabla 17. Resultados del análisis cuantitativo de Socavación Local del puente Guillermo Gaviria Correa	61
Tabla 18. Resumen comparativo de los resultados obtenidos por los diferentes métodos para el cálculo de la socavación de la pila 7	78

LISTA DE SÍMBOLOS

a = Ancho del pilar, en metros

Al = Alineación de la pila

B = Ancho de la fundación

$\frac{B}{d_{50}}$ = Sedimentos gruesos

C_f = Factor de corrección, altura de barra

d_{50} = Mediana del tamaño de los sedimentos del lecho

d_{50a} = Mediana del tamaño de la partícula de la capa de armadura

d_{90} = Tamaño máximo de las partículas

d_s = Profundidad de socavación local

d_{se} = Profundidad de socavación de equilibrio

f = Factor de Lacey

Fr_1 = Número de Froude directamente aguas arriba del pilar

G = Parámetro que describe los efectos de la distribución lateral del flujo en la aproximación del canal y la forma de la sección transversal del canal.

g = Aceleración de la gravedad, m/s.

h_b = Altura de barra

h_t = Altura de thalweg

K_1 = El factor de corrección de la forma de la nariz del pilar (ecuación de la CSU)

K_1 = Exponente para el modo de transporte del material del fondo. Se obtiene de tabla. (Laursen 1960)

K_2 = El factor de corrección por el ángulo de ataque del flujo

K_3 = El factor de corrección para la condición del lecho

K_4 = El factor de corrección que disminuye las profundidades de erosión

K_4 = Factor de corrección por el acorazamiento del material del lecho (Ecuación J.S Jones)

K_d = Factor del tamaño de los sedimentos

K_G = Factor de geometría del canal

K_I = Factor de intensidad de flujo

K_s = Factor de forma

K_t = Factor de tiempo

K_θ = Factor de alineamiento

K_u = 6.19 para Unidades del Sistema Internacional

K_w = Un factor de corrección adicional para el ancho de los pilares

K_{yb} = Factor del tamaño de la pila

L = Longitud del pilar a lo largo de la línea de flujo, en metros.

L/a = Elongación del pilar.

Q_1 = Flujo en el cauce principal o llanura de inundación en la sección aguas arriba, la cual está transportando sedimento, m^3/s

Q_2 = Flujo en el cauce principal o llanura de inundación en la sección contraída, la cual está transportando sedimento, m^3/s .

r_c = Radio de curvatura

R_e = Numero de Reynolds

S = Pendiente de la línea de niveles de energía del canal principal, m/m

S_e = Pendiente de energía

S_f = Pendiente de fricción

Sh = Describe los parámetros de forma de la fundación

t = Tiempo

t_e = Tiempo de equilibrio para el desarrollo de la profundidad de socavación.

u = Viscosidad cinemática del agua

U_s = Velocidad de deslizamiento

u_{*c} = Velocidad de deslizamiento crítico

V = Velocidad media del flujo

V_a = Velocidad media del flujo en la capa de armadura (para sedimentos no uniformes)

V_c = Velocidad crítica para iniciar el movimiento de los sedimentos

V_{ca} = Velocidad media crítica del flujo para los sedimentos no uniformes de la capa de armadura

V_{c50} = Velocidad crítica para el lecho de tamaño de grano d_{50} , m/s

V_{c95} = Velocidad crítica para el lecho de tamaño de grano d_{95} , m/s

V_{i50} = Velocidad más cercana requerida para iniciar la erosión en el pilar para el tamaño de grano d_{50} , m/s.

V_{i95} = Velocidad más cercana requerida para iniciar la erosión en el pilar para el tamaño de grano d_{95} , m/s.

V_R = Razón de Velocidad

V^* = Velocidad cortante en el cauce principal

V/V_a = Medida de la intensidad del flujo de socavación para sedimentos no uniformes

$\frac{V}{V_c}$ = Intensidad de flujo

V_1 = Promedio de velocidad en el cauce principal o el área de la llanura de inundación en la sección transversal justo aguas arriba del puente, m/s

ω = Velocidad de caída del material del fondo basado en el tamaño d_{50} , m/s

W = Ancho del canal

W_1 = Ancho del fondo del cauce principal o llanura de inundación en la sección aguas arriba, en metros

W_2 = Ancho del fondo del cauce principal o llanura de inundación en la sección contraída menos el ancho de los pilares, en metros

y = Profundidad de flujo

y_{bs} = Profundidad de flujo en el

y_{cs} = Profundidad de socavación por confluencia

y_{ms} = Profundidad del flujo desde la superficie del agua hasta la profundidad promedio socavada, en metros

$(y_{ms})_c$ = Profundidad de flujo desde la superficie del agua hasta la profundidad promedio socavada en la sección contraída, en metros.

y_s = Profundidad de socavación en metros, medida desde la superficie del agua

y_{ts} = Profundidad socavada en el thalweg

y_u = Profundidad de flujo promedio aguas arriba de la curva

y_{ws} = Profundidad de socavación por la forma del lecho

y_1 = Profundidad del flujo directamente aguas arriba del pilar, en metro

\bar{y} = Profundidad de flujo promedio en un canal trenzado

$\frac{y}{b}$ = Flujo superficial

ρ = Densidad del fluido

ρ_s = Densidad de los sedimentos

θ = Ángulo de ataque del flujo con respecto de la pila, en grados

θ_c = Esfuerzo crítico, sacado del diagrama de shields.

σ_g = Desviación geométrica estándar de las partículas

RESUMEN

TÍTULO: ESTUDIO DE SOCAVACIÓN LOCALIZADA EN LA PILA NÚMERO SIETE DEL PUENTE GUILLERMO GAVIRIA CORREA (BARRANCABERMEJA-YONDÓ).*

AUTORAS: BAUTISTA AMADO, Carmen Yaneth.
MATEUS CALDERON, Laura Juliana.**

PALABRAS CLAVES: SOCAVACIÓN, PUENTE GUILLERMO GAVIRIA CORREA, RÍO MAGDALENA, HEC RAS.

DESCRIPCIÓN:

Este proyecto contiene un análisis cuantitativo del proceso de Socavación Local que podría presentarse en la pila número siete del Puente Guillermo Gaviria Correa, durante el evento de inundación con un período de retorno de 100 años. Este puente une dos importantes zonas del país, Barrancabermeja (Santander) y Yondó (Antioquia) cruzando el Río Magdalena. Este estudio contempló los factores que influyen en la socavación como son: la geomorfología, el flujo de inundación, sedimentos del lecho y la geometría del puente; así como la influencia de la socavación general y de contracción.

La profundidad de Socavación Local fue hallada por el método de Melville y Coleman (2000), quienes proponen un nuevo método nunca utilizado en Colombia, cuyas ecuaciones incluyen la gran mayoría de los factores que afectan este fenómeno y que corresponden a una envolvente de socavaciones registradas en ensayos de laboratorio para diferentes condiciones hidráulicas y geométricas.

Se realizó además la modelación numérica por medio del programa HEC-RAS® del puente en estudio que arrojó las profundidades de Socavación por Contracción y Local las cuales fueron comparadas con el método dado por el estudio hidrológico, hidráulico de socavación y navegación del consorcio de desarrollo de vías (2002) y el método investigado.

En conclusión, se recomienda un monitoreo de la cimentación del puente, pues esta investigación encontró que para la creciente de diseño, el puente estaría en situación crítica de falla.

Trabajo de Grado: Pasantía en Investigación

** Facultad de Ingenierías Físico-Mecánicas. Escuela de Ingeniería Civil. Director. Leonardo David Donado Garzón

ABSTRACT

TITLE:

STUDY OF THE LOCATED SCOUR IN THE PILE NUMBER SEVEN OF THE GUILLERMO GAVIRIA CORREA (BARRANCABERMEJA-YONDO) BRIDGE*

AUTHORS: BAUTISTA-AMADO, Carmen Yaneth
MATEUS-CALDERON, Laura Juliana**

KEYWORDS: SCOUR, GUILLERMO GAVIRIA CORREA BRIDGE, MAGDALENA RIVER, HEC RAS.

DESCRIPTION:

This project contains a quantitative analysis of the local scour that would be possible to occur in the pile number seven of the Guillermo Gaviria Correa Bridge for a flooding that has a return period of one hundred years. This bridge is very important because joins two important regions of the country crossing the Magdalena River.

This study considers all the factors that have influence in the determination of the scour. These parameters are: geomorphology, flooding, bed sediment transport and the bridge geometry. This research also had into account the general and contraction scour.

The local scour depth was found by means of the Melville and Coleman method (2000). The method is based on equations that include the majority of the factors that influence this phenomenon. This method was never used in an application in Colombia before. The scour is analyzed as a summation of all effects of different scours. This method was product of the analysis of various hydraulic and geometric conditions on the lab.

This work also computes the scour by mean of HEC-RAS ® software. This analysis allows calculating contraction and local scour. These values were compared to the design scour established by the Consultant Engineering Company (CDV, 2002) and to Melville and Coleman's scour.

In summary, this research recommends a continuous monitoring of the foundation of the bridge; because of the fact that this work found that the scour depth is more critic than the design one.

*Final Degree Project: Research Internship

** School of Physical-Mechanical Engineering. Department of Civil Engineering Adviser: Leonardo David Donado Garzón

INTRODUCCIÓN

Las estadísticas mundiales de las causas de los colapsos de puentes fluviales demuestran que la mayoría de estos fallan por razones hidráulicas. La teoría del diseño estructural de un puente está bien establecida, pero el mecanismo del flujo y la erosión del contorno móvil no lo está. En Colombia Cerca del 35% de las causas de fallas son atribuidas a la socavación localizada en pilas y estribos de puentes (Muñoz, 2003), este fenómeno se presenta por la acción del flujo en contra de estas estructuras, que hidráulicamente funcionan como obstrucciones; disminuyendo los niveles del lecho por los efectos erosivos del agua.

En la mayoría de los casos es probable que se desarrollen vórtices alrededor de la pila inmersa en la corriente, debido a que allí la velocidad es mayor que la velocidad media del río. En consecuencia estas modificaciones en las condiciones del flujo generan gradientes de presión que remueven los sedimentos produciendo finalmente fosos de socavación, donde hay una tendencia a exponer las fundaciones del puente derivándose así en la falla de la estructura (Melville y Coleman 2000).

Por estas razones el estudio de la socavación es muy importante en la etapa previa del diseño hidráulico, generando un acercamiento al adecuado conocimiento de este aspecto para hacer la estructura más segura. Debido a la importancia del Río Magdalena y del Puente Guillermo Gaviria Correa que une dos importantes departamentos de nuestro país surge la necesidad de evaluar la posible socavación en una de las principales pilas que lo sostienen, y por el comportamiento variable de este río, la necesidad de implementar nuevas y mejores técnicas para su control.

Los procesos de socavación son complejos y sujetos a muchos factores. Existen muchos métodos para estimar la profundidad de socavación que en su mayoría son aproximados y algunos de los factores que determinan la socavación no son entendidos adecuadamente a pesar de muchos años de investigación (Melville y Coleman 2000). Como consecuencia, en la actualidad no existe una metodología unificada que permita a los diseñadores y constructores estimar con seguridad el comportamiento de la socavación de un río en donde su flujo posee características dinámicas y geométricas con mucha variabilidad y complejidad, por lo tanto no es posible evaluar con confianza los cambios en el contorno móvil. A todo esto se le añade el hecho de la interacción fluido-pila es diferente para cada puente así como para cada evento de inundación.

En los últimos años se han dado grandes avances para la formulación de ecuaciones en donde uno de los problemas ha sido la determinación de una función que relacione las profundidades de socavación, con el tipo de pila, tipo de flujo y los parámetros de sedimentos. Otro inconveniente es la dificultad para el tratamiento de este tipo de problemas que obliga a hacer simplificaciones a la hora de evaluar las erosiones mediante expresiones matemáticas de carácter empírico. En este orden de ideas las técnicas tradicionales consisten en distinguir tres (3) tipos de socavación que sumadas equivalen a la socavación total esperable; una es la generalizada y se debe a alteraciones de flujo o cambios en los direccionamientos del río; otra es la socavación por contracción en donde los estribos y pilas de puentes reducen el ancho del canal generando mayores velocidades, y finalmente la socavación local en pilas, que es una medida de la profundización local del cauce, producida por muchos factores que actúan alrededor de ésta, entre ellos el aumento de la velocidad del flujo.

Melville y Coleman (2000) proponen un nuevo método experimental que no ha sido tomado en cuenta en Colombia, mediante el cual se evalúa la socavación en

diferentes niveles de detalle, abarcando la gran mayoría de factores que afectan la socavación y que son reflejados en sus ecuaciones, producto de un conocido trabajo, cuyas expresiones corresponden a una envolvente de las socavaciones registradas en los ensayos de laboratorio compilados por los autores para diferentes condiciones hidráulicas y geométricas (Ettema, 2000). La aplicación de esta metodología, y del modelo numérico Hec-Ras conocido como el más avanzado modelo unidimensional que existe para el cálculo hidráulico de puentes es el enfoque de este trabajo.

1. SOCAVACIÓN EN PILAS DE PUENTES FLUVIALES

1.1 ASPECTOS GENERALES

Si una pila se sitúa en una corriente, el patrón de flujo en las inmediaciones de esta obstrucción se modificará, y por lo tanto el transporte de sedimentos incrementará la capacidad erosiva del agua, en consecuencia el área de flujo aumentará disminuyendo los niveles del lecho por remoción del material del fondo del canal. La cantidad de esta reducción por debajo del nivel natural del agua se llama profundidad de socavación. Los tipos de socavación que pueden ocurrir en un puente son típicamente referenciados como socavación general, de contracción y local (llamadas colectivamente localizadas). Algunos o todos los tipos de socavación pueden ocurrir simultáneamente.

Es necesario que en el cálculo de la profundidad de socavación máxima esperable para cierta condición de funcionamiento hidráulico se incluya la socavación debida a todas las posibles causas. Las metodologías tradicionales de cálculo, se obtienen a partir de la simplificación de superponer linealmente los valores calculados de las erosiones generalizadas por contracción del flujo y de las locales, a pesar de ser procesos que presentan diferentes escalas de tiempo (FHA, 1995).

1.2 FACTORES QUE INFLUYEN EN LA SOCAVACION.

La geomorfología, el flujo de inundación, los sedimentos del lecho y la geometría del puente son factores que pueden afectar la profundidad de socavación en su fundación.

Los agentes geomorfológicos pueden ser divididos en características del sitio y del río, generalmente estos son más importantes en la tasa de socavación general que en la localizada; el clima, la topografía y vegetación son propias del sitio y la sección transversal, la forma del lecho y las propiedades del contorno del canal son algunas de las características del río. Estos últimos son de primordial importancia porque definen el comportamiento del agua y la tasa de transporte de sedimentos en el sitio del puente; por ejemplo el ensanchamiento del canal es frecuentemente responsable a corto tiempo de la degradación o agradación general. Aunque estos procesos son causados a larga escala, ellos pueden tener un efecto en la profundidad de socavación.

En cuanto a la forma, los ríos se clasifican como rectos, sinuosos, meandricos, trezados y ramificados. Los ríos meandricos son caracterizados por el desarrollo continuo de curvas meandricas donde hay un potencial alto con problemas asociados a la erosión del banco natural y a la migración del canal, un río trezado pueden cambiar significativamente y impredeciblemente durante un evento de inundación.

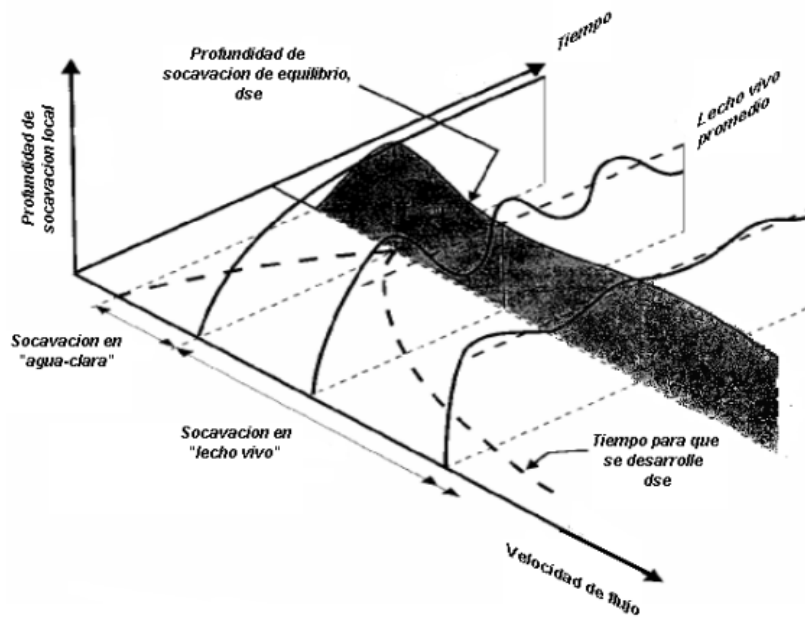
El flujo de inundación, relacionado con el transporte de sedimentos se determina en cualquiera de las dos condiciones en la socavación localizada:

1.2.1 Condición en agua clara. El flujo de sedimentos es cero dentro de la cuenca de socavación, y el material del lecho aguas arriba está en reposo. La erosión es continua y la profundidad de socavación aumenta con el tiempo llegando a un valor límite donde el esfuerzo cortante no es suficiente para evacuar más partículas, debido a que el esfuerzo cortante real es menor que el esfuerzo critico.

1.2.2 Condición en lecho vivo. Se caracteriza por el movimiento general del lecho debido a que el esfuerzo cortante real es mayor que el crítico. En este tipo de socavación, la profundidad depende de la relación que exista entre la tasa de suministro de sedimentos y la tasa de descarga de los mismos.

La profundidad de estado de equilibrio, se logra cuando el promedio de transporte de los sedimentos del material del lecho dentro del hueco de socavación es igual a los removidos por el, lo que se conoce como condición de umbral.

Figura 1. Variación de la profundidad de socavación con el aumento de velocidad



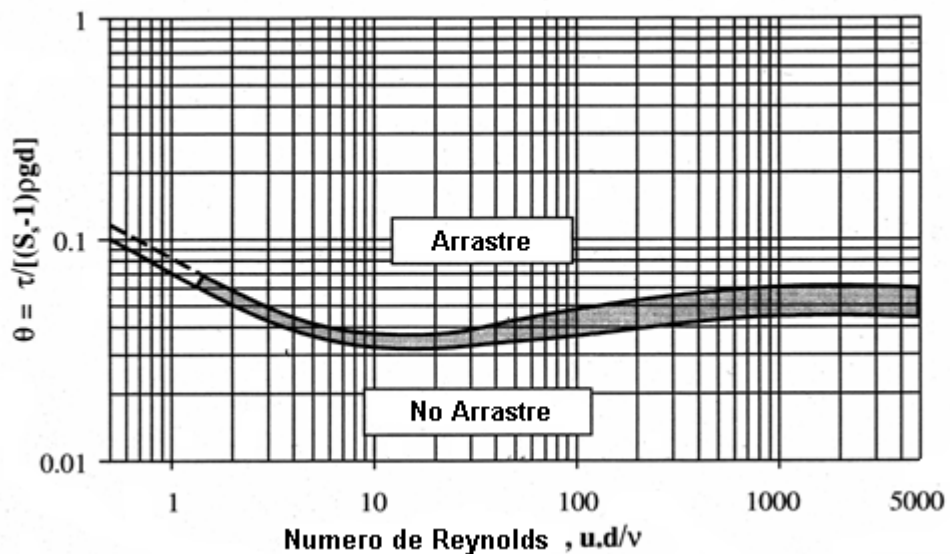
Fuente: Adaptado de Melville y Coleman 2000, pag 188.

En la grafica anterior se muestra que la máxima profundidad de socavación esta bajo las condiciones de socavación en agua clara, que aunque es más profunda, necesita de un tiempo relativamente largo para ser alcanzada. En lecho vivo normalmente no es tan profunda, pero la socavación es mas intensa.

Para determinar si el flujo aguas arriba está transportando material del lecho Melville y Coleman 2000 se basan en el concepto clásico del diagrama de Shields (Shields, 1936), que puede ser usado para evaluar las condiciones de umbral. El parámetro de Shields (θ) es una expresión que denota la situación donde el sedimento esta a punto de ponerse en movimiento justo donde la fuerza de arrastre es igual a la velocidad de fricción; teniendo en cuenta que un canal estable se presenta cuando no hay remoción de sedimentos; es importante identificar las condiciones del movimiento del lecho en términos del valor crítico θ_c , que a su vez es función del numero de Reynolds.

El parámetro de Shields puede ser usado para determinar las condiciones de agua clara ($V \leq V_c$) o lecho vivo ($V \geq V_c$), utilizando el siguiente diagrama:

Figura 2. Diagrama de Shields



Fuente: Adaptado de Melville y Coleman 2000, pag 73.

Para calcular la velocidad crítica se sigue la siguiente ecuación

$$V_c = 5.75u_{*c} \log \left[5.53 * \frac{y}{d_{50}} \right] \quad (1.1)$$

Donde el esfuerzo de deslizamiento crítico es:

$$u_{*c} = [\theta_c (s_s - 1)gd_{50}]^{0.5} \quad (1.2)$$

Donde:

V_c = Velocidad crítica para iniciar el movimiento de los sedimentos.

u_{*c} = Velocidad de deslizamiento crítico

θ_c = Esfuerzo crítico, sacado del diagrama de shields.

y = Profundidad de flujo.

d_{50} = Mediana del tamaño de los sedimentos.

Así como el transporte de sedimentos en el proceso de socavación es de fundamental importancia, también lo es el tamaño de éstos, ya que tienen una distribución y estratificación compleja. Típicamente los materiales del lecho son divididos como cohesivos y no cohesivos. Además también se clasifican como aluviales (materiales que pueden ser transportados por el flujo) y no aluviales (cuando el material es transportado en un evento extremo debido al tamaño del grano).

El tamaño de los sedimentos es una propiedad significativa, no solo por que se puede medir fácilmente si no porque tiene otras propiedades tales como la forma y velocidad de caída con las cuales se puede clasificar el material en movimiento. La velocidad de caída es la velocidad a la cual una partícula desciende en una columna de agua con cero velocidad; donde la temperatura, el tamaño, la forma y la densidad la afectan. (FHWA, 2001). La velocidad de caída es explicada mas adelante en la tabla 6.

Los sedimentos en ríos aluviales pueden ser descritos simplemente en términos de la mediana del tamaño de la partícula d_{50} . Para materiales uniformes, d_{50} es adecuado, pero inadecuado para sedimentos no uniformes, los cuales pueden ser definidos por la desviación estándar de dicha distribución σ_g , la cual se calcula

$$\text{como } \sigma_g = \left(\frac{d_{84}}{d_{50}} \right)$$

Por último el grado de afectación debido a la presencia de un puente y los cambios en la morfología del tramo del río en sus cercanías, son función de las características geométricas del puente y ubicación de las pilas. La profundidad de socavación local está altamente sujeta al tamaño y alineamiento con el flujo y en una menor extensión a la forma de la fundación.

Figura 3. Factores que influyen en la profundidad de socavación.

Factores que influyen en la SOCAVACION GENERAL								
GEOMORFOLOGIA/HIDROLOGIA		Factores que influyen en el SOCAVACION LOCALIZADA						
		FLUJO DE INUNDACION		SEDIMENTOS LECHO		GEOMETRIA DEL PUENTE		
Características del sitio	Precipitación	Frecuencia de inundación		tamaño medio	d_{50}	puente	grado de contracción	
	características físicas: - topografía/pendiente - tamaño - forma	Hidrografía	tasa de flujo	Q	no uniforme		$\bar{\sigma}_g$	superestructura sumergida
			duración	T	cohesion	C	tipo	
		Velocidad de flujo	media	V	distribucion vertical		posicion/canal inundacion	
	Vegetación	Profundidad de flujo	distribucion general		distribucion		forma	sh
	Suelo: - tipo - erodabilidad		avenidas secundarias		lecho-rocoso: - erodabilidad - nivel	pilas del puente	tamaño, longitud, ancho	I, b, D
		profundidad del canal principal	y		alineamiento		B	
Características del río	Cuenca: - Variabilidad en ancho - ancho de la banca - llanura de inundación - sección transversal - pendiente del canal - grado de insición	Transporte de sedimentos	tasa de transporte	Q_s				
			forma del lecho					
			transporte de la forma					
		desechos						
	Controles hidráulicos							
Forma: - recto - sinuoso/meandrónico - trezado/ramado - desarrollo de barras								
Contorno del canal: - material de la banca - estabilidad de la banca - vegetación								

Fuente: Adaptado de Melville y Coleman 2000, Pág. 7.

1.3 SOCAVACIÓN GENERAL

La socavación general ocurre independientemente de la existencia del puente y es la combinación de distintos procesos, a corto y largo tiempo de socavación. A corto tiempo, la socavación se desarrolla durante una o varias inundaciones poco espaciadas, e incluye: socavación por confluencia del canal originada a partir de un cambio en el thalweg o tramos trezados dentro del canal, socavación por curvas y migración en la forma del lecho. A largo plazo, es decir a una considerable escala de tiempo, que normalmente es del orden de años, la incluye degradación progresiva y erosión del banco lateral. La degradación general ocurre por la disminución en el lecho del río, por cambios hidráulicos, geomorfológicos o intervenciones antropicas. La erosión en el banca puede ser resultado del ensanchamiento del canal, migración de meandros, cambios en los controles del río o un cambio repentino en su curso.

1.3.1 Estimación de la profundidad de socavación general. Los fenómenos fluviales y los procesos geomorfológicos aumentan la socavación general, y se dan en un amplio espacio del cauce y un gran intervalo de tiempo. La evaluación de la socavación general se direcciona hacia los procesos de degradación y agradación general, cambios en el thalweg, socavación por curva, socavación por confluencia, socavación por formas de lecho y erosión lateral del banco del canal, ensanchamiento y cambios en el.

1.3.2 Degradación general. Un número simplificado de formulas son utilizadas para el cálculo de la degradación general, que es el resultado de la disminución del lecho tanto aguas arriba como aguas abajo del sitio del puente, debido a que la capacidad de transporte es excedida por la de suministro de sedimentos

Tabla 1. Evaluación de la componente por degradación general.

Cálculo de la socavación general	Fórmula	Observaciones
Degradación general		
Lacey (1930)	$f = 1.76d_m^{0.5} \quad (d_m \text{ en mm})$ $y_{ms} = 0.47 * \left(\frac{Q}{f} \right)^{\frac{1}{3}}$	Basada en una sección arenosa no contraída; para $d_m \leq 1.3\text{mm}$.
Blench (1969)	$y_{ms} = 1.20 * \left[\frac{q^{\frac{2}{3}}}{d_{50}^{\frac{1}{6}}} \right]$	Para arenas de $0.06 < d_{50}(\text{mm}) \leq 2$
	$y_{ms} = 1.23 * \left[\frac{q^{\frac{2}{3}}}{d_{50}^{\frac{1}{12}}} \right]$	Para gravas de $S_s = 2.65$; $d_{50}(\text{mm}) > 2$
Flujo Critico	$(u_* = u_{*c})$ $u_{*c} = [\theta_c (S_s - 1)gd_{50}]^{0.5}$ $y_{ms} = \frac{u_{*c}^2}{(gS_o)}$	Predicción de socavación conservativa
	$(V = V_c)$ $Q = A_c V_c =$ $W * y_{ms} \left[u_{*c} 5.75 \log \left(5.53 \frac{y_{ms}}{d_{50}} \right) \right]$	
Maza Álvarez y Echeverría Alfaro (1973)	$y_{ms} = 0.365 \left(\frac{Q^{0.784}}{W^{0.784} d_{50}^{0.157}} \right)$	Valida para arenas y gravas, generalmente de $d_{75} < 6\text{mm}$, y canales anchos.

La estimación final de la degradación es el promedio de las profundidades dadas por las expresiones de la tabla 1 (Melville y Coleman 2000).

1.3.3 Disminución de los niveles del lecho thalweg. Un cambio en el thalweg o en la línea más baja de la elevación del lecho a lo largo del canal podría alterar las elevaciones del lecho local y conseguiría cambiar el punto o ángulo de ataque del flujo. Esto puede llegar a conducir a incrementos en la socavación de la pila o estribo o incrementar la socavación alrededor de la pila no originalmente estimada del canal principal.

Tabla 2. Evaluación de la componente de la por thalweg.

Cálculo de la socavación general	Fórmula	Observaciones
Socavación por thalweg		
Ikeda (1984)	$C_f = 0.0293 \left(\frac{y}{d_{90}} \right)^{-0.45}$ $h_{b1} = 1.51yC_f \left(\frac{W}{y} \right)^{1.45}$	6 < w/y ≤ 40, para barras altas.
Yalin (1992)	$h_{b2} = 0.18W \left(\frac{y}{d} \right)^{-0.45}$	Para barras altas
Mahmood (1998)	$h_t = \frac{8WyS_e}{1650d_{50}}$	Valor para thalweg meandricos en un lecho arenoso recto.
	Max h = h _t , h = h _b ó h = h _{b2}	
	$y_{ts} = 1.27y \text{ o } y_{ts} = y + \left(\frac{h}{2} \right)$	

1.3.4 Socavación por curva. La socavación en curvas es un fenómeno difícil de analizar, debido a los flujos secundarios que ocurren a causa de la interacción

del gradiente vertical de la velocidad y la curva. Por este motivo la superficie del agua aumenta hacia el exterior de la curva y el cauce tiende a profundizarse.

Tabla 3. Evaluación de la componente de la por curva.

Cálculo de la socavación general	Fórmula	
		Observaciones
Socavación por curva		
Maynard (1996)	$\frac{y_{bs}}{y_u} = s_f \left[1.8 - 0.051 \left(\frac{r_c}{W} \right) + 0.0084 \left(\frac{W}{y_u} \right) \right]$	$S_f = 1.19$ esta ecuación es válida para $1.5 < r_c/w \leq 2$, y $20 < w/y \leq 125$, si $r_c/w < 1.5 \equiv 1.5$ y si $w/y < 20 \equiv 20$
Thorne (1988)	$\frac{y_{bs}}{y_u} = 2.07 - 0.19 \ln \left[\left(\frac{r_c}{W} \right) - 2 \right]$	Para $r_c/w < 2$
Redistribución gráfica Nelly (1973)	$y_{bs} = 2(y_{ms})_c$	Sección de redistribución debajo del nivel de inundación.
		Sección de redistribución debajo del lecho original
	$y_{bs} = y_u + [(y_{ms})_c - y_u]$	

1.3.5 Socavación por confluencia. Para tramos trezados en particular, el canal cambia como resultado de la confluencia de los canales individuales del río. Típicamente, dos cuencas encuentran su flujo en el centro de la confluencia, hundiendo el canal, y retribuyendo el foso de la misma.

Tabla 4. Evaluación de la componente de la por confluencia.

Cálculo de la socavación general	Fórmula	Observaciones
Socavación por confluencia		
Ashmore y Parker (1983)	$\frac{y_{cs}}{y} = 1.01 + 0.030\theta$	Valida para materiales cohesivos
Klaassen y Vermeer (1988)	$\frac{y_{cs}}{y} = 1.29 + 0.037\theta$	Valida para $0.6 < Q_s/Q_1 \leq 1$ y arenas uniformes de $0.25 < d_{50} \text{ (mm)} < 0.15$
Ashmore y Parker (1983)	$\frac{y_{cs}}{y} = 2.24 + 0.031\theta$	Para arenas y gravas no cohesivos con $\theta=30^\circ$ a 90°

1.3.6 Socavación por formas del lecho. Los sucesivos y continuos procesos de erosión y sedimentación dan lugar a diferentes formas del lecho con una redistribución de partículas formando acumulaciones más o menos regulares.

Tabla 5. Evaluación de la componente de la por confluencia.

Cálculo de la socavación general	Fórmula	Observaciones
Socavación por formas del lecho		
Dunas		
Ikeda (1984)	$C_f = 0.0293 \left(\frac{y}{d_{90}} \right)^{-0.45}$ $h_{b1} = 1.51y C_f \left(\frac{W}{y} \right)^{1.45}$	6 < w/y ≤ 40, para barras altas.
	$h = h_{b1}$	
	$y_{ws} = y + \left(\frac{h}{2} \right)$ ó $y_{ws} = y + \left(\frac{y}{2} \right)$	

Los perfiles del lecho son clasificados como lechos llanos, rizados, dunas, lechos de transición, antidunas, rápidos y remansos; En tramos o ríos de granulometría más gruesa, se forman barras de sedimentación a un lado y otro de los meandros, o también acumulaciones dentro del cauce formando secuencias de rápidos y remansos que son muy evidentes durante los caudales bajos quedando parcial o totalmente cubiertas por los caudales de avenidas. La predicción de las formas del lecho tiene dos etapas, requiriendo la estimación en primer lugar de la forma del lecho y segundo de la altura de esa forma. Las fórmulas son basadas en la combinación de flujos rectos y parámetros de los sedimentos.

1.4 SOCAVACIÓN POR CONTRACCIÓN

A diferencia de la socavación general, la de contracción y la local son directamente atribuibles a la existencia del puente, la primera acelera el flujo por el estrechamiento causado por el puente en relación con respecto al ancho ocupado antes de existir este.

En el cruce de un puente muchos factores pueden contribuir a que ocurra la erosión por contracción. Cuando el canal principal se contrae naturalmente según se aproxima al sitio del puente, los terraplenes de acceso al puente causan que todo ó parte del flujo de las llanuras de inundación sea forzado hacia el cauce principal. Adicionalmente los estribos del puente están proyectados dentro del cauce principal y las pilas del puente están bloqueando una porción significativa del área transversal del flujo.

Como se ha mencionado anteriormente existen dos formas de socavación por contracción que pueden ocurrir dependiendo de cuánto material del fondo está siendo transportado aguas arriba del puente.

1.4.1 Erosión por contracción en lecho vivo

La socavación por contracción en lecho vivo ($V/V_c > 1$), ocurre cuando hay transporte del material del lecho de un tramo aguas arriba hacia una sección transversal del puente, donde la socavación por contracción incrementa el área de la sección contraída hasta que el transporte de los sedimentos fuera de la sección sea igual al transporte dentro de ella (FHWA, 2001).

Para estimar la magnitud de la socavación Melville y Coleman 2000 recomiendan usar una versión modificada de (Laursen, 1960).

$$\frac{(y_{ms})_c}{y_{ms}} = \left(\frac{Q_2}{Q_1} \right)^{6/7} \left(\frac{W_1}{W_2} \right)^{k_1}$$

(2.1)

Donde:

$(y_{ms})_c$ = Profundidad promedio después de la erosión en la sección contraída en metros.

y_{ms} = Profundidad promedio en el cauce principal o llanura de inundación en la sección aguas arriba, en metros.

Q_2 = Flujo en el cauce principal o llanura de inundación en la sección contraída, la cual está transportando sedimento, m^3/s .

Q_1 = Flujo en el cauce principal o llanura de inundación en la sección aguas arriba, la cual está transportando sedimento, m^3/s

W_1 = Ancho del fondo del cauce principal o llanura de inundación en la sección aguas arriba, en metros.

W_2 = Ancho del fondo del cauce principal o llanura de inundación en la sección contraída menos el ancho de los pilares, en metros

K_1 = Exponente para el modo de transporte del material del fondo. Se obtiene de la siguiente tabla.

Tabla 6. Exponente de laursen para la erosión por contracción.

Adaptada de Melville y Coleman 2000, pag177.

V^*/ω	K_1	Modo de transporte del material del fondo
< 0,5	0,59	Mayoría de descarga del material en contacto con el lecho
0,50 a 2,0	0,64	Alguna descarga del material del fondo en suspensión
> 2,0	0,69	Mayoría de descarga del material del lecho suspendida

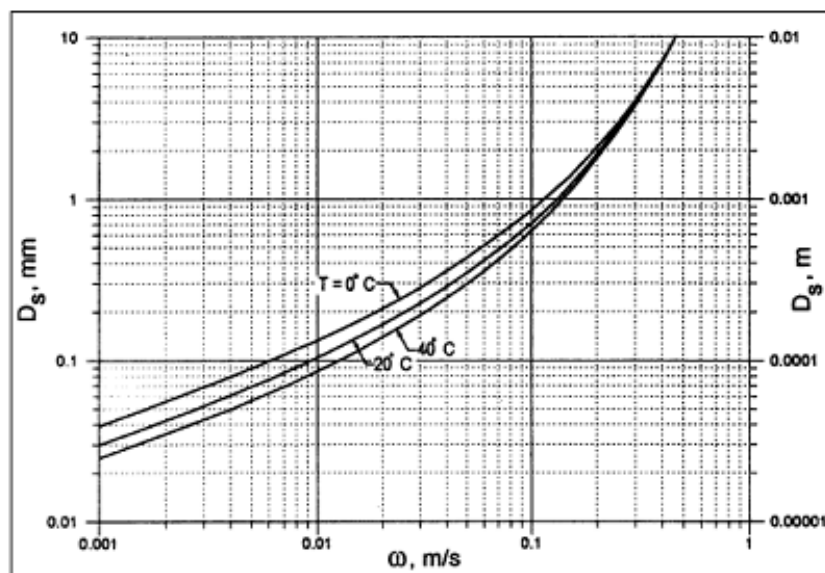
$V^* = (gYS)^{\frac{1}{2}}$, velocidad cortante en el cauce principal o llanura de inundación en la sección aguas arriba, m/s.

ω = Velocidad de caída del material del fondo basado en el d_{50} , m/s

g = Aceleración de la gravedad, m/s.

S = Pendiente de la línea de niveles de energía del canal principal, m/m.

Figura 4. Velocidad de caída (ω) en función del tamaño de las partículas de arena, la temperatura y la densidad de las mismas.



1.4.2 Erosión por contracción en agua clara. En condiciones de agua clara ($V/V_c \leq 1$), puede estimarse basado en la componente de velocidad.

Donde la socavación por contracción en estas condiciones hace aumentar la sección contraída hasta que la velocidad de flujo (V) o esfuerzo de deslizamiento (θ) sobre el lecho sea igual a la velocidad crítica (V_c) o esfuerzo de deslizamiento crítico (FHWA, 2001).

$$(y_{ms})_c = \frac{Q}{(V * W)} \quad \text{Donde } V = V_c = 5.75u_{*c} \log \left[5.53 \frac{y}{d_{50}} \right] \quad (2.2)$$

1.5 SOCAVACION LOCAL

La socavación local es el principal problema de las pilas de los puentes y en un menor alcance para los estribos de los mismos. La dificultad en su estimación es el motor de la mayoría de investigaciones y publicaciones en el tema.

La socavación Local ocurre por la obstrucción de la fundación del puente con el flujo, debido a que el flujo próximo a las pilas del puente es lo suficientemente fuerte para remover el material del lecho, se forman fosos de socavación en la pila.

La profundidad de socavación local, d_s , es dependiente del tiempo, pues se tiene que alcanzar un equilibrio entre la capacidad de erosión del flujo y la resistencia a la remoción de los materiales del lecho.

En los materiales granulares-finos, el equilibrio anteriormente descrito o profundidad final de socavación local es rápidamente alcanzado bajo condiciones de lecho vivo, pero es más lento bajo condiciones de agua-clara.

1.5.1 Interacción flujo- pila. El estancamiento del agua debido a la presencia de la pila produce una presión en la cara de la misma, esta presión es más alta cerca de la superficie del agua donde la desaceleración es máxima y es menor en el fondo.

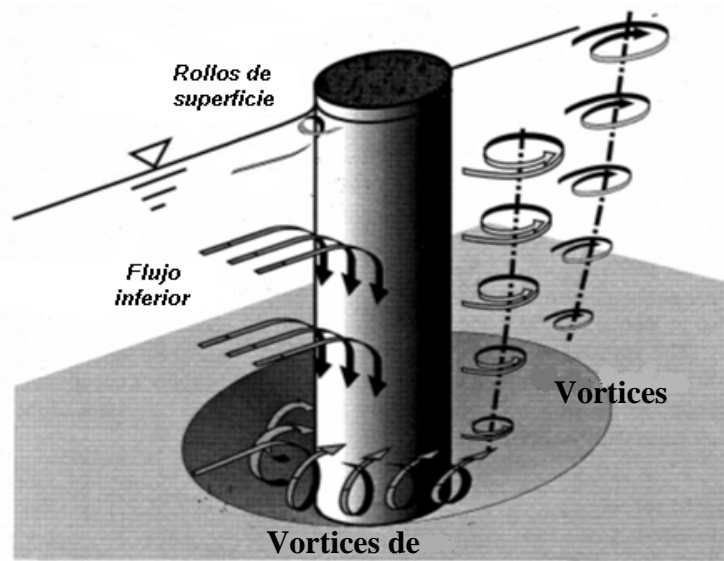
La resultante vertical del gradiente de presión en la cara de la pila es generalmente un flujo descendente que choca sobre el lecho provocando un foso de socavación de manera inmediata adyacente a la cara de la pila. (Melville y Coleman 2000)

El desarrollo del foso de socavación alrededor de la pila crea también un remolino, mostrado como la herradura del vórtice que desaloja y transporta partículas y sedimentos fuera de la pila. Estos vórtices y remolinos son los principales responsables de la socavación. (Melville y Coleman 2000)

Estos vórtices son trasladados aguas abajo por el flujo y van succionando de la misma forma sedimentos del lecho.

La sección aguas arriba de los fosos de socavación se observan como un cono invertido y se muestran en la Figura 5.

Figura 5. Ilustración del flujo y modelo de socavación en una pila



Fuente: Adaptado de Melville y Coleman 2000, pag 189.

1.5.2 Análisis de los factores que afectan la socavación local. Los factores que influyen en la profundidad de socavación son muchos, y ya fueron nombrados anteriormente, cuando en un río está la intervención de una estructura como un puente se deberán tener en cuenta muchos factores que se encuentran contemplados dentro de aspectos como el en flujo en inundación, sedimentos del lecho y la geometría del puente.

La relación entre la profundidad de socavación local, d_s , y los parámetros dependientes, mencionados anteriormente pueden describirse así:

$$d_s = f \left[\begin{array}{l} \text{flujo de inundación } (\rho, \nu, V, y, G, g), \text{ sedimentos del lecho } (d_{50}, \sigma, g, \rho_s, V_c) \\ \text{geometría del puente } (B, Sh, Al), \text{ tiempo } (t) \end{array} \right]$$

Donde:

ρ y ν = Densidad del fluido y viscosidad cinemática.

V = Velocidad media del flujo

y = Profundidad de flujo

G = Parámetro que describe los efectos de la distribución lateral del flujo en la aproximación del canal y la forma de la sección transversal del canal.

g = Aceleración de la gravedad

d_{50} y σ_g = Tamaño medio y desviación geométrica estándar de las partículas

ρ_s = Densidad de los sedimentos

V_c = Velocidad media crítica de los sedimentos transportados del lecho

B = Ancho de la fundación, $B = b$

Sh y Al = Describe los parámetros de forma y alineación de la pila

t = Tiempo

Asumiendo constantes la densidad relativa de los sedimentos y la ausencia de viscosidad efectiva; ρ , ρ_s , y ν pueden escribirse así:

$$\frac{d_s}{B} = f\left(\frac{V}{V_c}, \frac{y}{B}, \frac{B}{d_{50}}, \sigma_g, Sh, Al, G, \frac{V_t}{B}, \frac{V}{\sqrt{g^* B}}\right)$$

Los primeros tres parámetros representan respectivamente la fase de transporte de sedimentos en aproximaciones del lecho, denominado intensidad de flujo; profundidad relativa del flujo relacionado con el tamaño de la fundación, denominada flujo de superficialidad; el tamaño de la fundación respecto al tamaño medio de los sedimentos, denominado sedimentos gruesos.

Los últimos dos términos son una escala de tiempo para el desarrollo de la socavación (V_t/B) y un número de Froude, Fr_B , basado en el tamaño de la fundación.

1.5.3 Efecto de los parámetros específicos en la profundidad de socavación local

1.5.3.1 Efectos de la intensidad de flujo, V/V_c . La profundidad de socavación local en la fundación de un puente puede ocurrir bajo condiciones de agua-clara o lecho vivo.

Para socavación en agua-clara existen dos condiciones, para sedimentos uniformes, cuando la intensidad de flujo $V/V_c \leq 1$ y para sedimentos no uniformes, cuando $[V - (V_a - V_c)]/V_c \leq 1$.

La socavación en lecho vivo existe también para dos condiciones, sedimentos uniformes ($\sigma_g < 1.3$ a 1.5) y $V/V_c \geq 1$; y sedimentos no uniformes ($\sigma_g > 1.3$).

Existe la relación V/V_a , que es una medida de la intensidad del flujo de socavación para sedimentos no uniformes. V_a marca la transición de agua-clara a lecho vivo en condición de sedimentos no uniformes. Teniendo en cuenta lo anterior se obtiene la relación, $V/V_a \geq 1$ bajo condiciones de lecho vivo y, $V/V_a \leq 1$ bajo condiciones de agua-clara.

Un método para hallar V_c es por medio del Diagrama de Shields (Figura 2), al cual se entra con el número de Reynolds, y este arroja un valor de θ_c , se reemplaza θ_c en la ecuación (1.2) para obtener U_{*c} . Finalmente este U_{*c} se reemplaza en la ecuación (1.1) para obtener V_c .

$$Re = \frac{(U_{*c})d}{\nu} \tag{2.3}$$

U_c = Velocidad de deslizamiento crítico

d = Mediana del tamaño de la partícula, d_{50}

ν = Viscosidad cinemática del agua

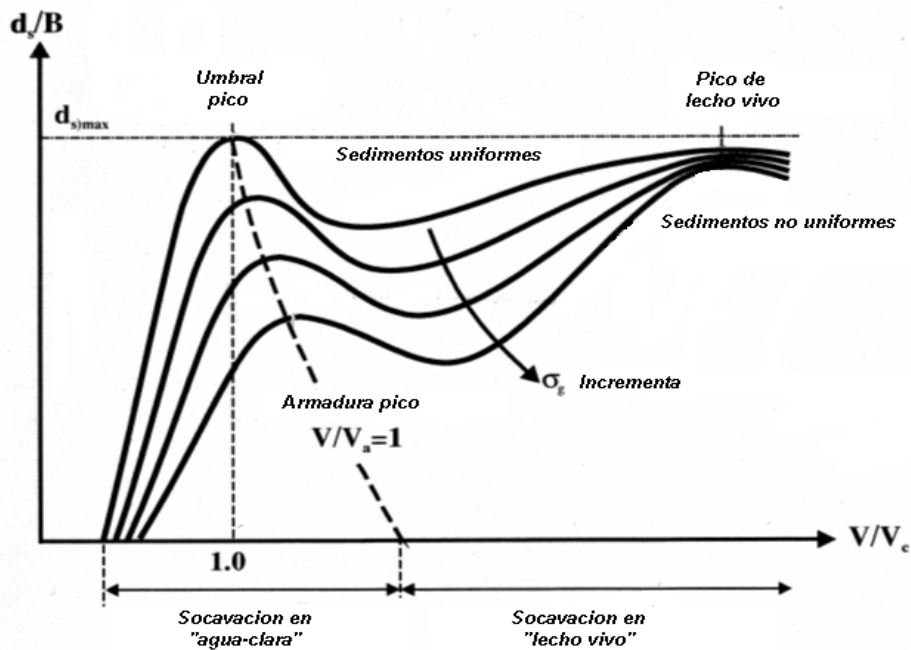
De igual forma el factor V_a se halla por medio del Diagrama de Shields, pero con un conocimiento del mayor tamaño de grano, $d_{max} = d_{50a}$ (mediana del tamaño de la armadura) y los factores U_{*c} y V_c serían respectivamente U_{*ca} (velocidad de deslizamiento crítico de la armadura) y V_{ca} (velocidad crítica de armadura) para las mismas ecuaciones. Teniendo finalmente V_{ca} hallamos V_a .

$$V_a = 0.8 * V_{ca} \quad (2.4)$$

$$d_{50a} = \frac{d_{max}}{1.8} \quad (2.5)$$

La variación de la profundidad de socavación local en pilas con respecto a la intensidad del flujo es mostrada en la figura (6).

Figura 6. Variación de la profundidad de socavación local con la intensidad de flujo



Adaptado de Melville y Coleman 2000, pag 195.

En esta gráfica se observa que bajo la condición de agua-clara, la profundidad de socavación local, para sedimentos uniformes aumenta casi linealmente con la velocidad, hasta un máximo umbral de velocidad. La máxima profundidad de socavación local es llamada umbral pico.

A medida que la velocidad supera el límite de velocidad, la profundidad de socavación local en los sedimentos uniformes primero aumenta y luego disminuye a un segundo pico, llamado pico de lecho vivo. Este segundo pico ocurre por la transición de un lecho liso a una fase de transporte de sedimentos sobre el lecho.

Bajo la condición de lecho vivo la máxima profundidad de socavación local es independiente de la velocidad de flujo.

Para sedimentos no uniformes, la máxima profundidad de socavación es llamada armadura pico, para agua-clara, y pico de lecho vivo, para lecho vivo.

En este caso la profundidad de socavación local es limitada debido a que $V < V_a$ disminuye la armadura; esta disminución pertenece a la condición de lecho vivo. En el caso del pico de lecho vivo, el cual normalmente excede la armadura pico, debido a la transición de lecho liso a la fase de movimiento de las partículas de mayor tamaño, la profundidad de socavación local es casi igual a la profundidad de socavación local de los sedimentos uniformes.

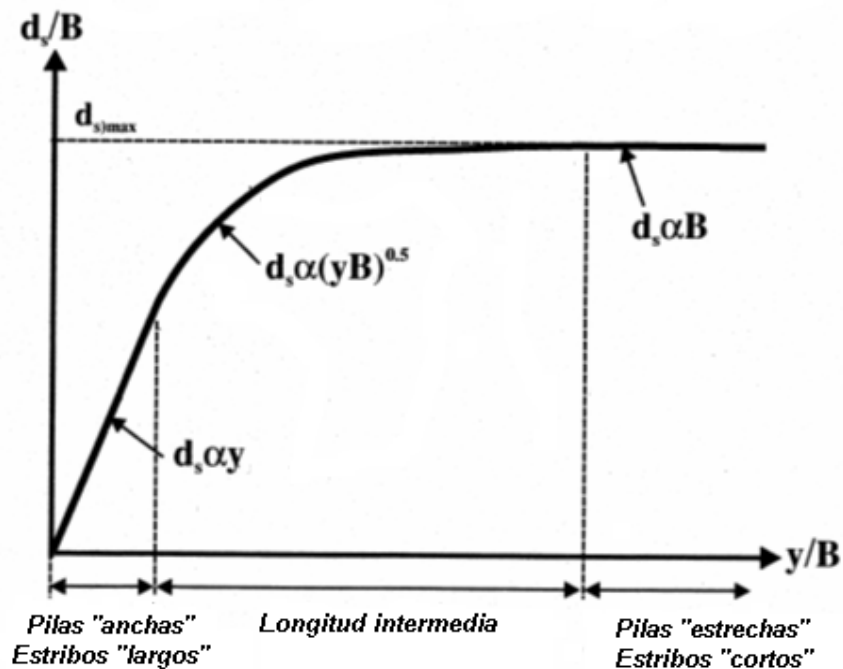
De acuerdo a la grafica anterior se podría decir que la condición de equilibrio de la profundidad de socavación se alcanza más rápidamente bajo condiciones de lecho vivo que bajo condiciones de agua-clara, ya que la armadura pico o umbral pico bajo la condición de agua clara no dura lo suficiente para ser considerado en el diseño; de acuerdo a lo anterior se considera el pico de lecho vivo, la condición mas critica y duradera para el diseño hidráulico.

1.5.3.2 Efectos de flujos poco profundos, y/B . La relación y/B , describe la influencia de la profundidad de un flujo sobre la profundidad de socavación. De acuerdo a lo anterior la relación y/B , representa los efectos de flujos poco profundos respecto al ancho de la pila B y a su vez nos permite una clasificación del proceso de socavación de acuerdo a la clase de pila (pila anchas, angostas o de ancho intermedio).

Para flujos profundos, la profundidad de socavación depende del tamaño de la fundación o pila, si estas son estrechas, la profundidad de socavación se incrementara proporcionalmente al tamaño misma y es independiente de y . Por el contrario para flujos poco profundos, la profundidad de socavación aumenta proporcionalmente con y , y a su vez es independiente del tamaño de la fundación,

B. Mientras que para flujos con profundidad intermedia, la profundidad de socavación depende tanto de Y como del tamaño de la fundación, B .

Figura 7. Variación de la profundidad de socavación con flujos superficiales



Adaptado de Melville y Coleman 2000, pag 197.

El proceso de socavación en flujos pocos profundos y pilas anchas, se reduce en gran medida, debido a la formación de vórtices en el lecho y a la formación de rollos en la superficie, los cuales tienen la misma dirección, que sumadas a la disminución de la profundidad hacen que los rollos de superficie se hagan más dominantes y debiliten la base de los vórtices, haciendo que estos disminuyan la capacidad de arrastre de los sedimentos del lecho. Por el contrario para flujos profundos, la formación de estos rollos de superficie y la formación de vórtices en el lecho tienen direcciones opuestas de rotación, provocando así un mayor movimiento del fluido y a la vez una socavación más intensa.

Estas tendencias fueron demostradas y comprobadas con datos de laboratorio de algunos investigadores tales como: Laursen y Toch (1956), Hancu (1971), Basak (1975), Jain y Fischer (1979), Raudkivi (1986). (Melville y Coleman 2000).

1.5.3.3 Efectos de los sedimentos B/d_{50} . En sedimentos uniformes, la profundidad de socavación local no es afectada por los sedimentos gruesos. Los datos de laboratorio indican (Ettema, 1980), que la profundidad de socavación es influenciada por tamaño de sedimentos $B/d_{50} \leq 50$.

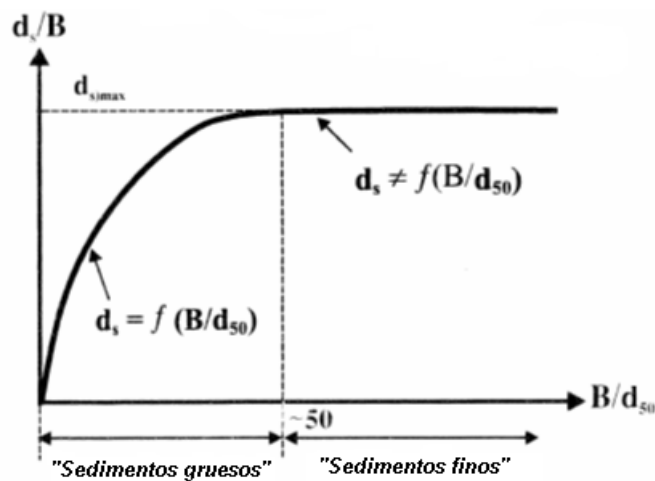


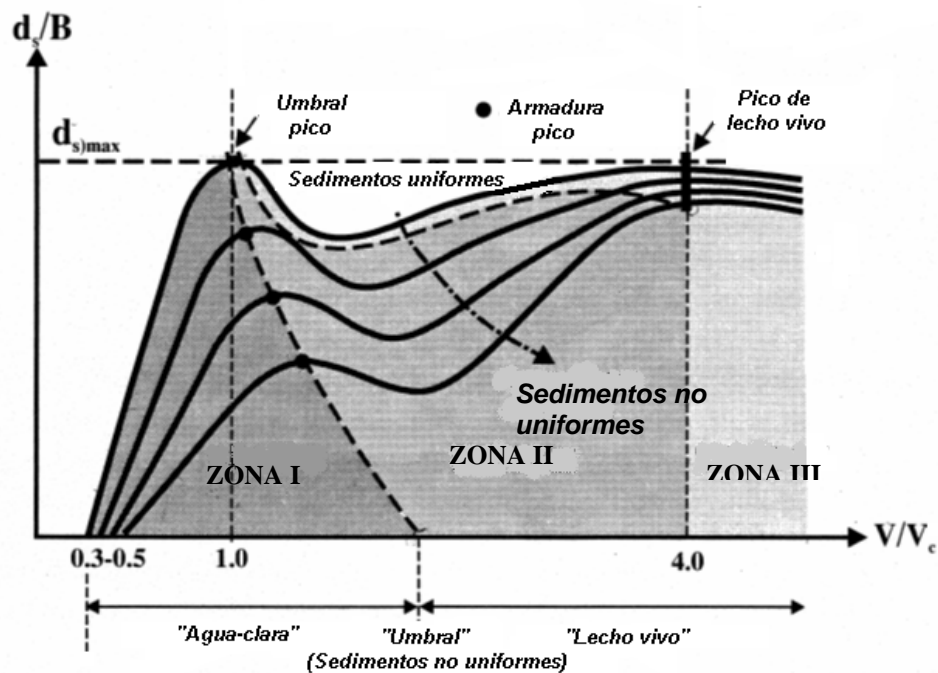
Figura 8. Variación de la profundidad de socavación local con sedimentos gruesos
Adaptado de Melville y Coleman 2000, pag 200.

El tamaño de los sedimentos influye sobre la socavación local en las pilas, ya que $d_s = f(B/d_{50})$, por tanto a menor tamaño de los sedimentos hay un aumento en la socavación y a mayor tamaño de los sedimentos, menor socavación, debido a que los granos individuales son tan grandes en relación con el surco excavado por el flujo, que la erosión es impedida porque la porosidad del lecho disipa la energía del flujo (Ettema, 1980).

1.5.3.4 Efectos de los sedimentos no uniformes, σ_g . Los sedimentos no uniformes ejercen efectos sobre la profundidad de socavación tanto para condiciones de agua clara como lecho vivo. Alrededor de las condiciones de

umbral $V/V_c=1$, se presenta la armadura sobre las aproximaciones del lecho y la base del foso de socavación; para armadura pico hay una erosión en la base del foso de socavación que reduce la profundidad de socavación local, por el contrario para valores altos de V/V_c el flujo es capaz de entrar en la mayoría de los granos de los sedimentos no uniformes produciendo un menor efecto en la profundidad de socavación. Para valores intermedios de V/V_c los efectos de los sedimentos no uniformes se reducen con el aumento de la velocidad del flujo.

Figura 9. Variación de la profundidad de socavación con sedimentos no uniformes



Adaptado de Melville y Coleman 2000, pag 201.

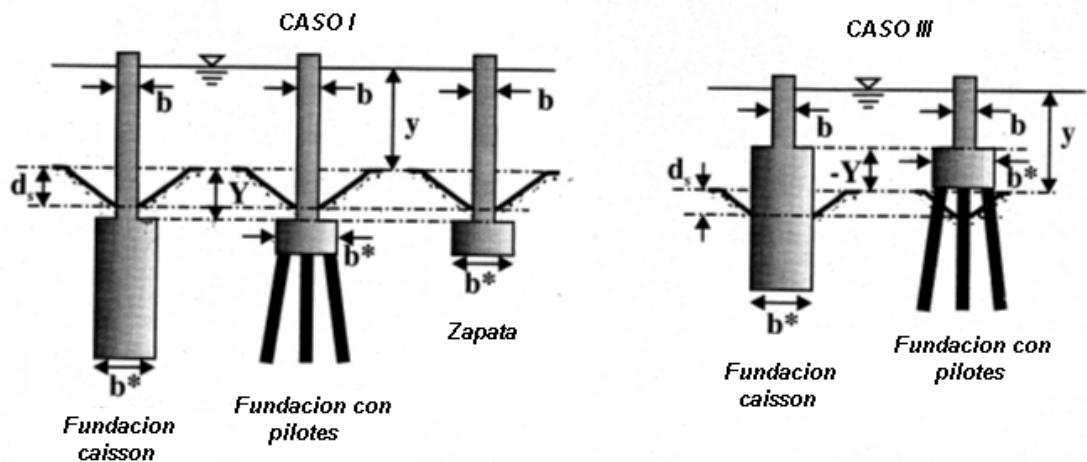
1.5.3.5 Efectos de la forma de la fundación. Existe gran variedad en la construcción de los diferentes tipos de fundaciones de puentes, (pilas rectangulares, cilíndricas, circulares, con fundación en pilotes, caissons, etc), y es por la obstrucción que imponen estas estructuras al flujo que la profundidad de socavación local se incrementa.

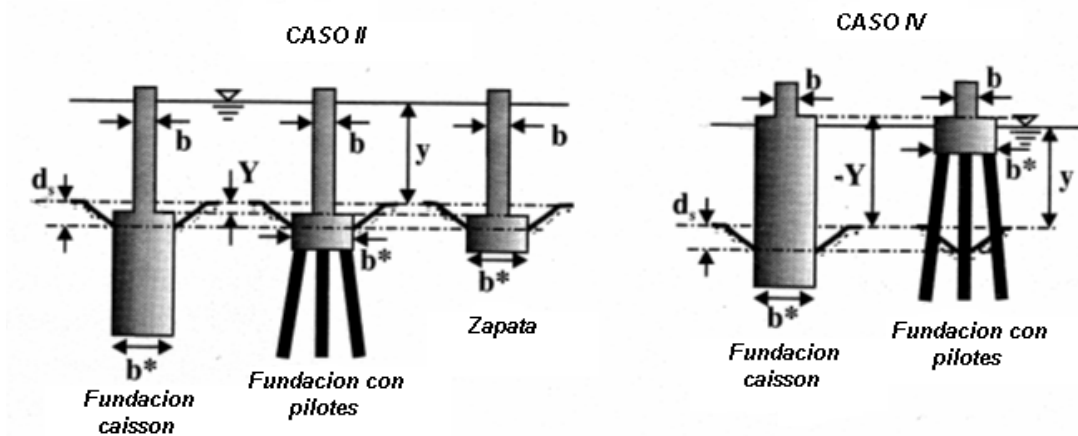
Los factores de forma para pilas uniformes, entendiendo como pila uniforme aquella pila con una sección constante a lo largo de su profundidad, son solo importantes si se garantiza un flujo axial a la cara de la pila.

Para pilas no uniformes, como pilas cónicas, pilas con fundaciones en caissons o pilotes, etc, la profundidad de socavación local varía de acuerdo al tipo; es decir para las pilas cónicas, la profundidad de socavación depende en gran medida de la pendiente y la elevación de los bordes de la misma. De la misma manera, para pilas con fundaciones en caissons o pilotes, la profundidad de socavación se reduce, si la cima o tapa de la parte superior está por debajo del nivel del lecho o de lo contrario, si esta llega al nivel del lecho o incluso a un nivel superior a este, la profundidad de socavación local se incrementa.

Existen cuatro casos donde la socavación local puede ocurrir:

Figura 10. Variación de la profundidad de socavación con la forma no uniforme de la pila





Fuente: Adaptado de Melville y Coleman 2000, pag 205.

- Caso I: donde la cima o parte superior de la tapa o cajón permanece enterrado bajo el nivel de socavación. En este caso la profundidad de socavación local no se ve afectada por la presencia de la tapa o cajón.
- Caso II: la parte superior de tapa o cajón están expuestos dentro del foso de socavación, pero por debajo del nivel general o normal del lecho. Para este caso la profundidad de socavación se reduce de manera uniforme debido a la interacción del flujo con la parte superior de la tapa o cajón.
- Caso III: la parte superior de la tapa o cajón se encuentra por encima del nivel general del lecho.
- Caso IV: la parte superior de tapa o cajón, están por encima del nivel de la superficie del agua.

En los casos III y IV la profundidad de socavación local disminuyen o aumentan ya que y , es medido desde el nivel general del lecho al tapa o cajón.

1.5.3.6 Efectos del alineamiento de la fundación. Para todas las formas de pilas excepto para las pilas circulares, la profundidad de socavación depende

de la alineación de la corriente, θ . A medida que este ángulo aumenta, la profundidad de socavación local también aumenta debido a que se incrementa el ancho efectivo de la pila.

1.5.3.7 Efectos de la aproximación de la geometría del canal. Este parámetro considera colectivamente las diversas influencias sobre la profundidad de socavación local que ocurren si las aproximaciones del canal son compuestas o rectangulares. Con este parámetro se consideran efectos como:

- La forma de la sección transversal de la aproximación del canal.
- La distribución lateral de la velocidad del flujo en la aproximación del canal.
- El efecto de la sección transversal compuesta sobre el parámetro de intensidad de flujo, el cual es aplicado a una distribución de flujo uniforme en un canal rectangular.

Este efecto de geometría del canal tiene poca importancia para las pilas de puentes, debido a que todos los datos son resultados de ensayos en laboratorios y por tanto se derivan de canales rectangulares.

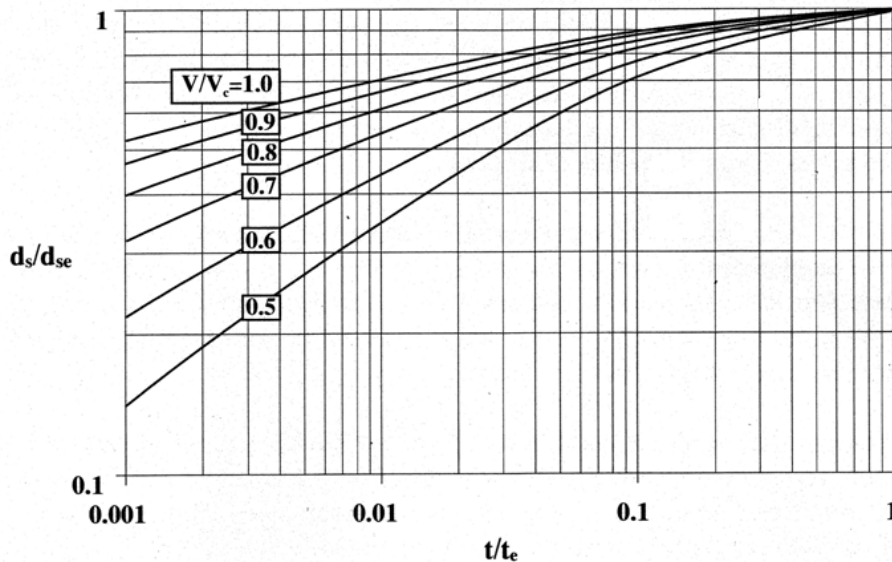
1.5.3.8 Efectos del tiempo. El proceso de socavación local bajo condiciones de agua clara se desarrolla asintóticamente hacia la profundidad de socavación de equilibrio, mientras que para lecho vivo la profundidad de socavación de equilibrio se alcanza más rápidamente.

La mayoría de las ecuaciones de socavación local son conservadoras de los efectos del tiempo, por ejemplo bajo condiciones de lecho vivo que ocurre en inundación, la profundidad de socavación de equilibrio es la adecuada. Mientras que para agua clara la profundidad de equilibrio puede ser más conservadora y difícil de predecir.

La duración de la inundación es muy importante pues determina si el equilibrio de socavación se desarrollará en lecho vivo. Teniendo en cuenta que después de la inundación pico el flujo retrocede teniendo un periodo de receso y es en este periodo de receso que la condición de agua clara puede prevalecer induciendo una socavación adicional y con más razón si la condición de umbral se mantiene por un periodo considerable.

Es posible describir el desarrollo temporal de la profundidad de socavación local en pilas circulares de diámetro D , bajo condiciones de agua clara por medio de datos de laboratorio, los cuales muestran que la profundidad de socavación local aumenta asintóticamente hacia la profundidad de socavación de equilibrio, d_{se} . (Melville y Chiew 1997)

Figura 11. Desarrollo temporal de la profundidad de socavación en pilas bajo condiciones de agua-clara



Fuente: Tomado de Melville y Coleman 2000, pag 214.

La grafica muestra que los valores de la socavación local en la fase de desarrollo (t/t_e es el tiempo de desarrollo de la profundidad de equilibrio) son reducidos a valores más bajos de la relación V/V_c .

Los parámetros t_e y d_{se} están sujetos a influencias del flujo y propiedades de los sedimentos como, (y/B) , flujos poco profundos, (V/V_c) , intensidad de flujo, (D/d_{50}) , tosquedad de sedimentos.

El tiempo de equilibrio se incrementa con y/B par flujos superficiales, pero es independiente de y/B para flujos profundos. (Melville y Chiew, 1997).

1.5.3.9 Efectos del Número de Froude, Fr_B . De acuerdo a los múltiples estudios de laboratorio, se ha podido sugerir que la profundidad de socavación en pilas, no es lineal con el ancho de la misma, a menos que haya una similitud en la geometría de la pila, flujo de sedimentos y partículas del lecho (Ettema, 1998).

Para estudiar el numero de Froude en laboratorios y garantizar la similitud de este con el verdadero en campo se tiene que mantener que el valor de V/V_c sea igual al de campo, lo que implica que la velocidad de flujo utilizada en el laboratorio sea mayor que el derivado de la ampliación de velocidad de flujo Froude en campo. Por tanto el número de Froude utilizado en el laboratorio puede ser un poco mayor al correspondiente en campo.

El parámetro $Fr_B^2 = V^2/gb$ es útil para describir el gradiente de energía del flujo que esta alrededor de la pila, y es una expresión que puede ser considerada como el estancamiento de carga $V^2/2g$ con el ancho de la pila (Ettema, 1998).

El modelo numérico HEC-RAS es reconocido como el modelo unidimensional más avanzado que existe para el cálculo hidráulico de puentes (Allison, 2006). Las ecuaciones empíricas del cálculo de erosión que HEC-RAS emplea están descritas en la publicación Hydraulic Engineering Circular N° 18 (Hec-18, 1993, 1995, 2001) de la Administración Federal de Carreteras, entidad adscrita al Departamento de Transportes y es de aplicación en todos los Estados Unidos de América.

Para analizar la erosión del puente Guillermo Gaviria Correa, primero se desarrollo un modelo hidráulico del río. Este modelo incluyo las principales secciones transversales aguas abajo del puente, tal que las condiciones aguas abajo del puente no afecte los resultados hidráulicos dentro y justo aguas arriba del puente. En el modelo se incluyeron las principales secciones transversales aguas arriba del puente, en orden para evaluar los efectos del puente en el perfil en la superficie de agua situado aguas arriba. Todas las secciones fueron obtenidas de la topobtimetría tomada por el Consorcio “Desarrollo de Vías”, durante los meses de Febrero y Marzo de 2002; con el fin de obtener las condiciones de flujo reales en las diferentes secciones transversales se extendieron hasta el área de inundación y se muestran en el anexo 1. (Consorcio Desarrollo de vías, 2002).

El modelo se calibró con la información básica que se obtuvo del informe “Caracterización Hidrosedimentológica”, elaborada por el Laboratorio de Ensayos Hidráulicos L.E.H. de la Universidad Nacional de Colombia (U.N.), en el cual se presenta el comportamiento del río desde las perspectivas hidrológica, hidráulica, sedimentológica y previo análisis de consistencia y confiabilidad de la información hidrológica. (Consorcio Desarrollo de vías, 2002)

Una vez que el modelo hidráulico se calibro, el análisis de socavación para los apoyos del puente se ejecutó considerando un caudal de 7,620 m³/s

correspondiente a un período de recurrencia de 100 años, y el nivel de aguas máximas de 74,20 msnm para el sitio del puente.

Después de la ejecución de los cálculos del perfil de superficie de agua para los caudales de diseño dados, la socavación del puente pudo ser evaluada.

La erosión total en un puente está compuesto de tres componentes: sedimentación y erosión a largo plazo (erosión general); erosión por contracción; y erosión local en pilares y estribos. Los cálculos de erosión en el software HEC-RAS no permiten al usuario evaluar la sedimentación y erosión a largo plazo; estas deben ser evaluadas antes de la ejecución del análisis de la erosión local del puente, y fueron tomadas de los cálculos hechos por el método de Melville y Coleman 2000, mencionados anteriormente. Pero en cambio si permite calcular la erosión por contracción y la erosión local en pilares y estribos.

El informe de HEC N°. 18 (HEC N18, FHWA 2001), recomienda el uso de la ecuación de la Universidad Estatal de Colorado (CSU en sus siglas en inglés) (Richardson, 1990) para el cálculo de la erosión del pilar bajo ambas condiciones de lecho vivo y de aguas claras. La ecuación de la CSU es la ecuación por defecto en el software de HEC-RAS. Además de la ecuación de la CSU, una ecuación desarrollada por el Dr. David Froehlich (1991) ha sido también agregada como una alternativa en la ecuación de la erosión del pilar, esta ecuación de Froehlich no es recomendada en el informe del HEC N° 18, y por eso no se incluye el cálculo de socavación para esta modelación.

1.6 CÁLCULO DE LA SOCAVACIÓN EN PILAS, CON LA ECUACIÓN DE LA UNIVERSIDAD ESTADO DE COLORADO (CSU)

La erosión local en pilares de puentes es una función del tamaño del material del lecho, las características del flujo, las propiedades del fluido y la geometría del

pilar. En general las ecuaciones que dan resultados similares son para erosión por lecho vivo en corrientes de lecho arenosos no cohesivos.

La ecuación de la CSU predice las profundidades máximas de erosión del pilar para ambos tipos de erosión: por lecho vivo y con aguas claras. La ecuación es:

$$y_s = 2.0K_1K_2K_3K_4a^{0.65}y_1^{0.35}Fr_1^{0.43} \quad (3.1)$$

Donde:

y_s = Profundidad de erosión en metros.

K_1 = Factor de corrección por la forma de la nariz del pilar.

K_2 = Factor de corrección por el ángulo de ataque del flujo.

K_3 = Factor de corrección por la condición del lecho.

K_4 = Factor de corrección por el acorazamiento del material del lecho.

a = Ancho del pilar en metros.

y_1 = Profundidad del flujo directamente aguas arriba del pilar en metros. Esto es tomado del resultado de distribución del flujo para la sección transversal justo aguas arriba del puente.

Fr_1 = Número de Froude directamente aguas arriba del pilar. Esto es tomado del resultado de distribución del flujo para la sección transversal justo aguas arriba del puente.

Nota: Para pilares de nariz redondeada alineados con el flujo, la máxima profundidad de erosión esta limitada como sigue:

$$y_s \leq 2.4 \text{ veces del ancho del pilar (a) para } Fr \leq 0.8$$

$$y_s \leq 3.0 \text{ veces del ancho del pilar (a) para } Fr \geq 0.8$$

Un factor de corrección adicional, K_w para el ancho de los pilares en aguas poco profundas puede ser aplicado para la ecuación de la CSU.

$$K_w = 2.58 \left[\frac{y}{a} \right]^{0.34} F^{0.65} \quad \text{para } v/v_c \leq 1 \quad (3.2)$$

$$K_w = 1.00 \left[\frac{y}{a} \right]^{0.13} F^{0.25} \quad \text{para } v/v_c \geq 1 \quad (3.3)$$

Debido a que este factor de corrección fue desarrollado basado en los datos limitados de laboratorio esto no está automáticamente estimado en el HEC-RAS. El usuario, sin embargo, puede manualmente aplicar este factor para el cálculo de la profundidad de erosión, o puede combinarlo con los factores de corrección (K_1 a K_4).

El factor de corrección de la forma de la nariz del pilar, K_1 esta dado en la tabla de abajo:

Tabla 7. Factor de corrección, k_1 , por la forma de la nariz del pilar.

Forma de la nariz del pilar	K_1
(a) Nariz cuadrada	1,1
(b) Nariz redondeada	1,0
(c) Cilindro circular	1,0
(d) Grupo de cilindros	1,0
(e) Nariz puntiaguda (triangular)	0,9

El factor de corrección por el ángulo de ataque del flujo, K_2 es calculado en el programa con la siguiente ecuación:

$$K_2 = (\cos \theta + L/a \text{ Sen } \theta)^{0.65} \quad (3.4)$$

Donde:

L = Longitud del pilar a lo largo de la línea de flujo, en metros.

θ = Ángulo de ataque del flujo con respecto del pilar, en grados.

Nota: Si L/a es más largo que 12, el programa usa L/a = 12 como un máximo en la ecuación (3.4). Si el ángulo de ataque es mayor que 5 grados, K_2 domina y K_1 debería ser fijado en 1.0 (el software lo hace automáticamente).

También podemos observar la tabla para el factor de corrección K_2 ; donde:

L/a = Elongación del pilar.

Tabla 8. Factor de corrección, k_2 , ángulo de ataque del flujo.

θ	L/a=4	L/a=8	L/a=12
0°	1,0	1,0	1,0
15°	1,5	2,0	2,5
30°	2,0	2,75	3,5
45°	2,3	3,3	4,3
90°	2,5	3,9	5,0

El factor de corrección para la condición del lecho K_3 , se muestra en la siguiente tabla.

Tabla 9. Incremento en la profundidad de erosión del pilar, K_3 .

Condición del lecho	Altura de la duna en metros	K_3
Socavación de Aguas Claras	N/A	1,1
Lecho Plano y Flujo Antidunas	N/A	1,1
Dunas Pequeñas	$0,6 > H > 3,0$	1,1
Dunas Medianas	$3,0 > H > 9,0$	1,1 a 1,2
Dunas Grandes	$H > 9,0$	1,3

El factor de corrección K_4 disminuye las profundidades de erosión por el acorazamiento del foso de erosión para los materiales del lecho que tiene un d_{50} igual o mayor que 2mm y un d_{95} igual o mayor que 20mm). El factor de corrección resulta de la investigación reciente por A. Molinas en la CSU, la cual mostró que cuando la velocidad (V_1) es menor que la velocidad crítica (V_c) del tamaño d_{90} del material del lecho, y hay una gradación en el material del lecho, el d_{90} limitará la profundidad de erosión. La ecuación desarrollada por J.S Jones de un análisis de los datos es:

$$K_4 = 0.4 * (V_R)^{0.15} \quad (3.5)$$

Donde:

$$V_R = (V_i - V_{i50}) / (V_{e50} - V_{i95}) \quad (3.6)$$

$$V_{i50} = 0.645 * (d_{50}/a)^{0.053} * V_{e50} \quad (3.7)$$

$$V_{i95} = 0.645 * (d_{95}/a)^{0.053} * V_{e95} \quad (3.8)$$

V_R = Razón de Velocidad

V_1 = Promedio de velocidad en el cauce principal o el área de la llanura de inundación en la sección transversal justo aguas arriba del puente, m/s.

V_{i50} = Velocidad más cercana requerida para iniciar la erosión en el pilar para el tamaño de grano d_{50} , m/s.

V_{i95} = Velocidad más cercana requerida para iniciar la erosión en el pilar para el tamaño de grano d_{95} , m/s.

V_{c50} = Velocidad crítica para el lecho de tamaño de grano d_{50} , m/s.

V_{c95} = Velocidad crítica para el lecho de tamaño de grano d_{95} , m/s.

a = Ancho del pilar, en metros.

$$V_{e50} = K_u * y^{1/6} * D_{50}^{1/3} \tag{3.9}$$

$$V_{e95} = K_u * y^{1/6} * D_{95}^{1/3} \tag{3.10}$$

Donde:

y = Profundidad del agua justo aguas arriba del pilar, en metros.

K_u = 6.19 para Unidades del Sistema Internacional.

Valores restrictivos de K_4 y tamaño del material del lecho son dados en la siguiente tabla:

Tabla 10. Límites para tamaños del material del lecho y valores de K_4

Factor	Mínimo tamaño del material del lecho	Mínimo valor de K_4
K_4	$d_{50} > 2\text{mm}$ $d_{95} > 20\text{mm}$	0,4

Las discusiones restantes en esta parte del trabajo están limitadas a los cálculos de la erosión local en pila número siete del puente en estudio.

1.7 PROFUNDIDADES DE SOCAVACIÓN TOTAL DENTRO DEL PUENTE

La profundidad total de erosión es una combinación de la erosión general, la erosión por contracción y la erosión local en cada pila y estribo individual. Una vez la erosión es calculada, el software de HEC-RAS traza automáticamente la erosión aguas arriba de la sección del puente en un gráfico.

El programa dibuja ambas erosiones: la erosión por contracción y la erosión local total. La erosión por contracción es dibujada como una línea separada, debajo de las condiciones existentes de la sección transversal.

La erosión local del pilar es agregada a la erosión por contracción, y luego es dibujado como profundidades de erosión total, y se muestran los resultados a continuación.

Tabla 11. Corrida del modelo con flujo uniforme y $Q=7620\text{m}^3/\text{s}$

Estación	Cota Mínima	Cota Superficie	Energía Total	Pendiente Hidráulica	Velocidad	Área	Ancho Superficial	F	Profundidad y _{max}
No.	(m)	(m)	(m)	(m/m)	(m/s)	(m ²)	(m)	(-)	(m)
0.8	60.5	74.48	74.78	0.000219	2.58	4167.43	1346.81	0.29	13.96
0.7	59.27	74.33	74.74	0.000288	2.99	3607.55	1377.89	0.33	15.03
0.6	59.56	74.31	74.71	0.000306	2.94	3779.73	1622.12	0.34	14.73
0.5	62.04	74.15	74.64	0.000361	3.32	3751.29	1659.93	0.37	12.13
0.54					Puente				
0.4	63.5	74.18	74.58	0.000304	2.95	3720.51	1499.89	0.34	10.7
0.3	63.5	74.17	74.54	0.000274	2.81	3765.85	1542.14	0.32	10.67
0.2	63.5	74.15	74.51	0.000255	2.77	3732.91	1500.89	0.31	10.66
0.1	64.5	74.07	74.48	0.00032	2.94	3586.33	1612.66	0.35	9.6
0	65.5	74.12	74.42	0.000279	2.52	4032.39	1684.23	0.32	8.64

El puente se ubica entre las estaciones 5 y 6 (K0 + 540), y con la condición de flujo de caudal máximo (creciente de los 100 años), de 7620 m³/s, se tiene una profundidad máxima de flujo de 10.70 m a cota de 74.20 msnm.

Figura 12. Modelo tridimensional

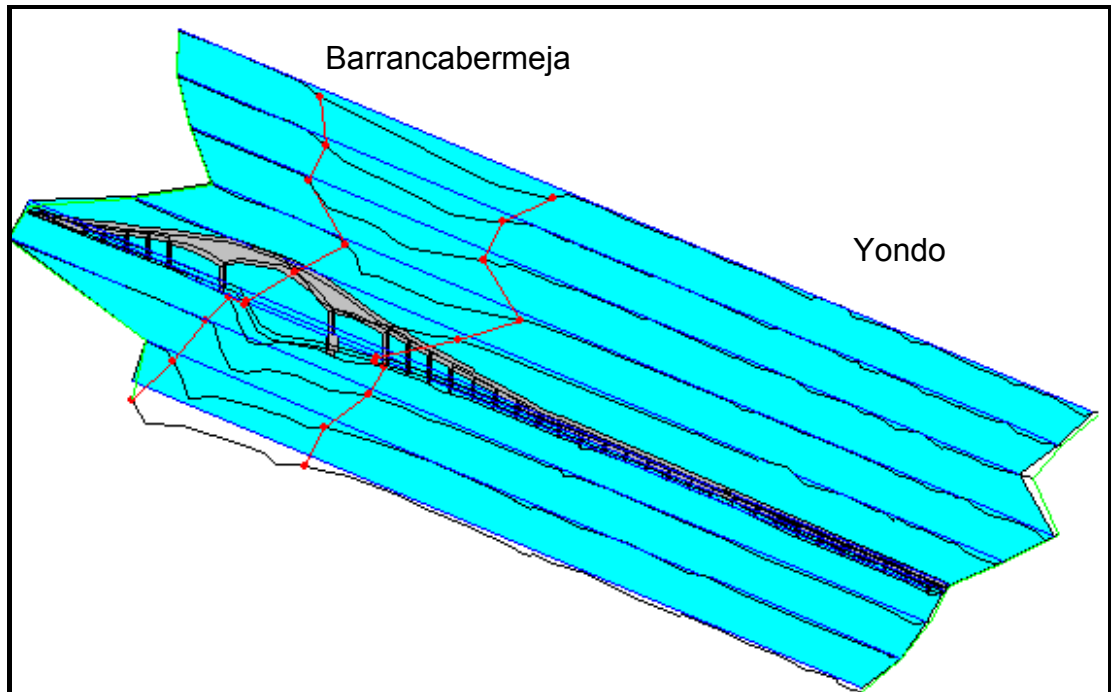


Figura 13. Sección Aguas Abajo del Puente

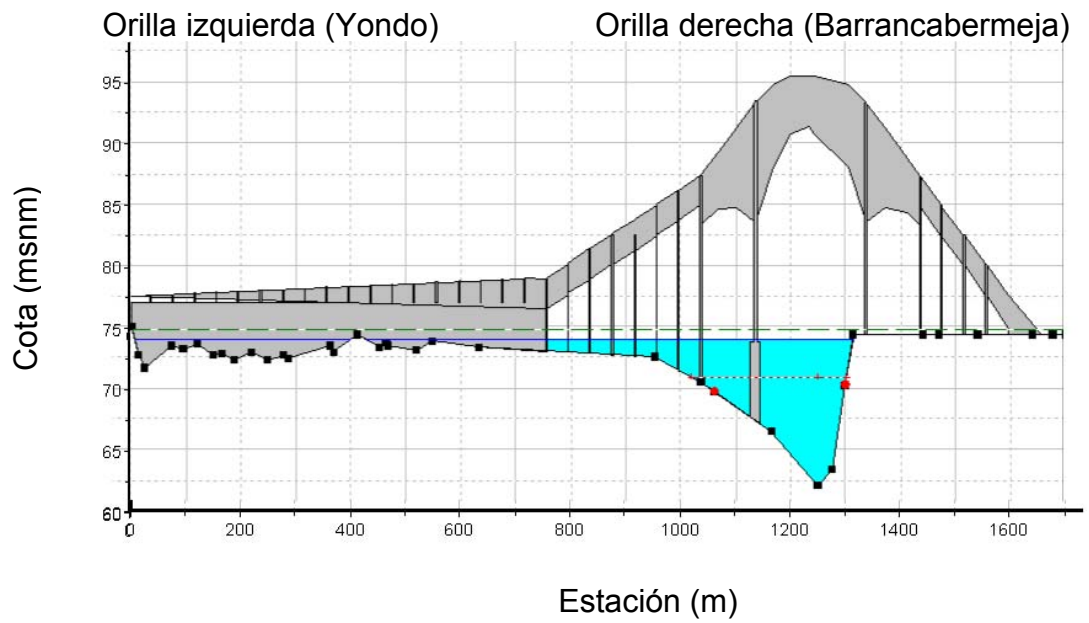


Figura 14 Sección Aguas Arriba del Puente

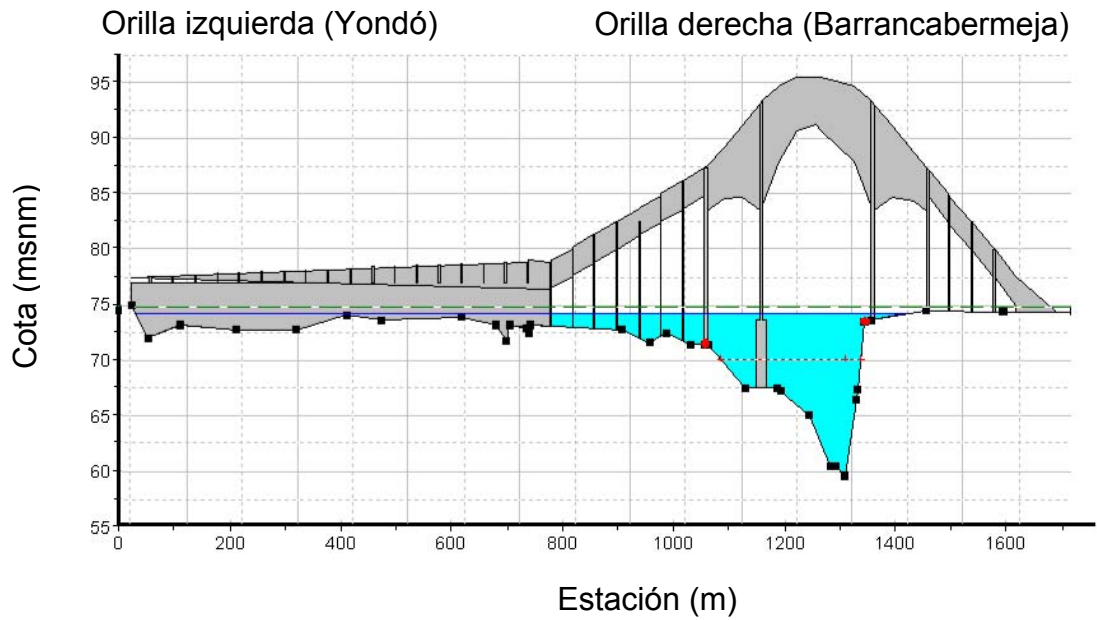


Figura 15. Variación de la velocidad a lo largo del canal, en condición de creciente máxima

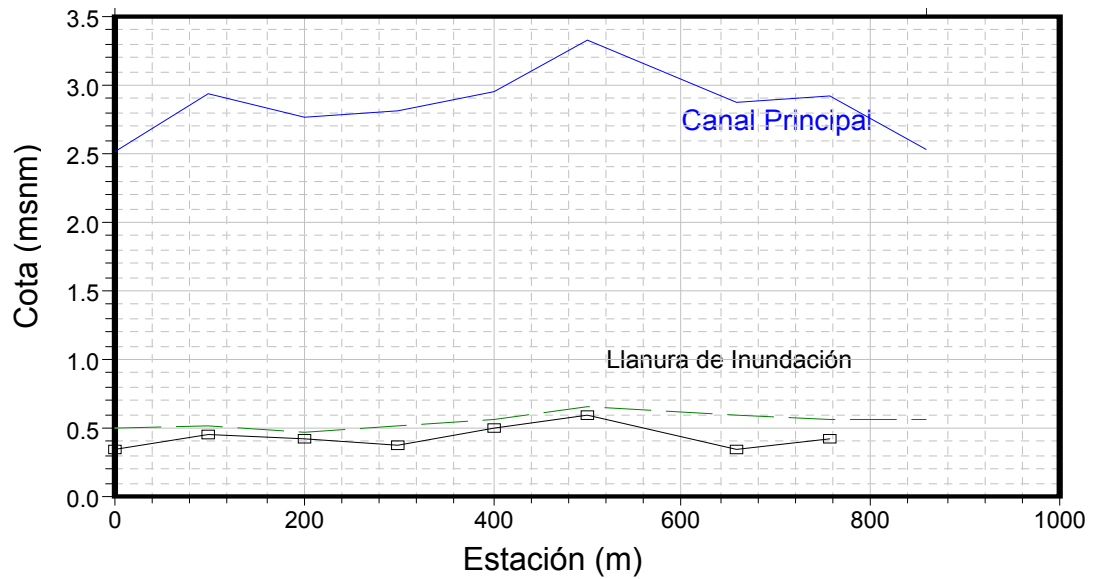
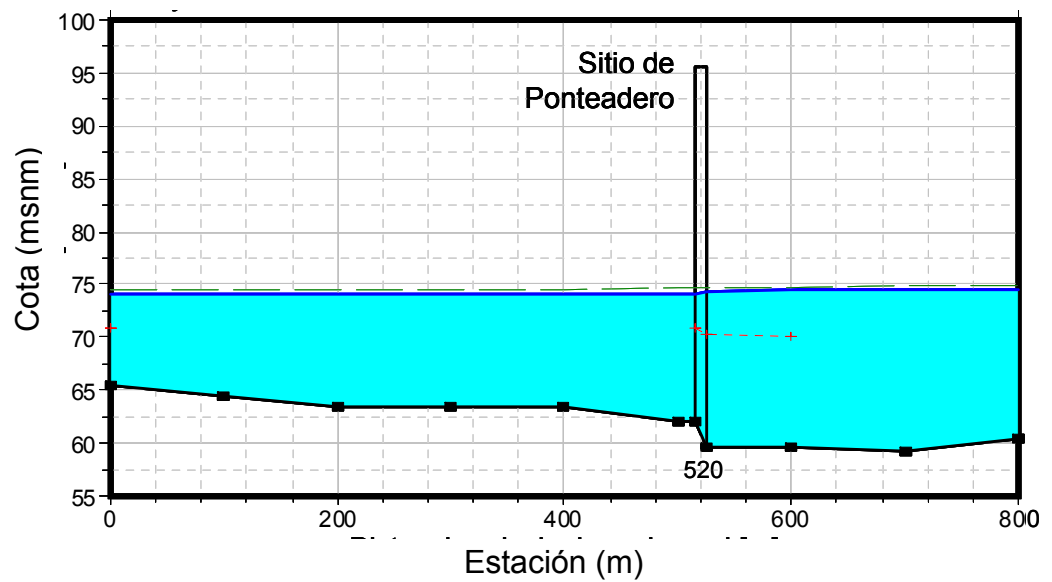


Figura 16 .Perfil Longitudinal de Flujo, en condición de creciente máxima



Los resultados de Hec-ras son los siguientes:

Profundidad de socavación por contracción = 0.65m

Profundidad de socavación local para la pila numero 7 = 21.27m

El Río Magdalena nace en la laguna de la Magdalena en el Macizo Colombiano de la Cordillera de los Andes, en el extremo sur occidental de una pequeña planicie del Páramo de Las Papas, conocido localmente como Valle de las Papas, a 3685 m sobre el nivel del mar, en el Departamento del Huila, y vierte sus aguas en el Mar Caribe en el sitio Bocas de Ceniza. (Informe de Hidráulica e Hidrología y Socavación 2002)

Tiene una longitud aproximada de 1590 km. y a lo largo de su curso recibe más o menos 500 ríos, numerosas quebradas y registra al desembocar un caudal promedio de 6700 m³/s.

1.8 MORFOLOGÍA Y DINÁMICA FLUVIAL

El régimen hidrológico del Río Magdalena muestra un comportamiento de carácter estacional en la ocurrencia de crecidas por la alta pluviosidad de su cuenca que hace que el agua rebose la capacidad del cauce, desbordándose hacia las ciénagas y otros cuerpos de agua.

A lo largo de sus valles medio (VMM) e inferior (VIM) se clasifica según su aspecto geomorfológico como un río sinuoso trezado; ya que se presenta en él la formación de barras e islas de tipo longitudinal, transversal y lateral debido a que el río progresivamente arrastra arenas y sedimentos finos y los distribuye y

reacomoda sobre su lecho y orillas iniciales de acuerdo con la variación de la energía de la corriente. Mostradas en la figura 17.

Los procesos de erosión-sedimentación del Río Magdalena están en función de la energía de la corriente y de la resistencia del material sobre el cual escurre el flujo.

Figura 17. Formación de Barras e Islas, Magdalena Medio. Fuente, Google.



Fuente: Adaptada por Ayala, 2007

La capacidad erosiva del río disminuye a medida que profundiza su cauce al encontrar progresivamente material más resistente, lo cual hace que su energía se concentre sobre los niveles superiores o más erodables en donde amplía su cauce con facilidad, mientras que su profundidad o entallamiento vertical queda

restringida por la presencia de unidades arcillosas masivas "estratificadas" de alta resistencia a la desintegración y erosión por socavación.

En épocas en donde el agua sube hasta la base del nivel arenoso de los depósitos "estratificados", produce una fuerte y centrada erosión por socavación originando un retroceso de la orilla en este nivel, ampliando el ancho superior del cauce. En épocas de máximas avenidas el agua sobrepasa la altura de las orillas y ocurre, por consiguiente, el desbordamiento.

1.9 INFORMACIÓN HIDROLÓGICA DE NIVELES Y DE CAUDALES

Del estudio sobre el modelo hidráulico del fondo móvil de la Universidad Nacional de Colombia (marzo 2003), se obtuvieron los datos del estudio hidráulico del Puente Guillermo Gaviria Correa.

En el sitio de ponteadero el nivel de agua para un período de retorno de 100 años es 74.20 msnm, el nivel medio es 71.33 msnm, el correspondiente al 90% del tiempo 70.11 msnm, al 95% del tiempo 69.77 msnm y mínimo es de 68.58 msnm.

La curva de duración de caudales resulta del análisis de la serie histórica de los caudales medios diarios, de la estación Maldonado localizada a 15 km aguas abajo del puente, se determinaron los siguientes resultados:

- 1 El caudal medio es de 2626 m³/s
- 2 E caudal máximo es de 6860 m³/s (registrado)
- 3 El caudal mínimo es de 485 m³/s

Los resultados para el análisis del cálculo de los caudales con diferentes periodos de retorno (Tr), se puede observar en la siguiente tabla:

Tabla 12. Caudal estimado para diferentes periodos de retorno.

(Informe de Hidráulica e Hidrología y Socavación 2002)

Tr (años)	Q(m³/s)
2	4,870
3	5,290
5	5,739
10	6,230
25	6,820
50	7,230
100	7,620

Pendiente del Río Magdalena: 0.015%.

1.10 ANÁLISIS SEDIMENTOLÓGICO

Se consultó la información existente en el Laboratorio de Ensayos Hidráulicos a partir de las campañas de mediciones y análisis sedimentológicos realizados por la Universidad Nacional de Colombia para CORMAGDALENA.

La carga total de sedimentos es de 60.556.316 Ton/año, valor considerable y si se tiene en cuenta la disminución de la capacidad de transporte y el estrechamiento donde se ubicará el puente. Es previsible que se presenten movimientos del material del lecho y cambios continuos en las barras e islas y modificaciones de los canales navegables.

1.10.1 Peso específico del agua con sedimentos. El peso específico de la mezcla del agua con sedimentos se ha determinado en las numerosísimas muestras tomadas por el LEH (Universidad Nacional 2002) siempre ha dado

valores muy cercanos a 1 gr/cm³, se podría considerar para caudales altos, un peso específico cercano a 1.01 gr/cm³.

Tabla 13. Granulometrías del material del lecho y del material en suspensión

Diámetro de las partículas [mm]		
(diámetro % que pasa)	Lecho	Suspensión
d _{min}	0.063	0.063
d ₁₀	0.22	0.072
d ₂₅	0.29	0.09
d ₃₅	0.33	0.104
d ₅₀	0.41	0.124
d ₆₅	0.535	0.16
d ₇₅	0.65	0.181
d ₉₀	1.8	0.231
d ₁₀₀	6.3	0.4

1.11 GEOLOGÍA DEL SITIO DEL SITIO DEL PUENTE

En el estrecho de Galán se pueden identificar depósitos aluviales y estratos de las Formaciones Magdalena y Mesa. En el fondo del cauce existen depósitos de arena fina gris y carmelita clara en profundidades muy considerables, además de arcillas y arenas de grano gruesas y muy densas, que descansan sobre la Formación Mesa la cual presenta intercalaciones litológicas de alta y baja resistencia erosiva, como se muestra en la tabla 14

Tabla 14. Perfil Estratigráfico del fondo del río. Tomado de Ayala 2007

MATERIALES	COTA INICIAL (m)	COTA FINAL (m)	OBSERVACIONES	FORMACION
Arena fina gris clara	69.6 a 70.5	57.4 a 59.5	Resistencia a la penetración estándar N 2 a 4	Magdalena
Arcilla limosa y limo arenoso gris oscuro con materia orgánica (CL, ML)	57.4 a 59.5	47.2 a 49	Resistencia a la penetración estándar que fluctúa entre N=2 y 16 con intercalaciones de N=32	Magdalena
Grava gruesa fina con arena gruesa a fina gris oscura	25 a 23.5;47.2 a 49	36 y 36.2	Resistencia a la penetración N=80	
Estratos intercalados de arcilla limosa gris oscura y arena de alta densidad	36.2	14.2		

El proceso de erosión es producto de la turbulencia del flujo y ataca principalmente a la Formación Magdalena, estos depósitos presentan baja resistencia, lo cual permite que la velocidad del agua supere la velocidad crítica de las partículas para iniciar así con el proceso de arrastre de sedimentos (Carga de fondo, saltación o carga en suspensión)

1.11.1 Factor de rugosidad. Según estudios realizados por la empresa Ingeniería de Suelos Ltda, el Instituto de Investigación sobre Deslizamientos y Erosión para ECOPELROL, en 1997 se obtiene de algunos aforos un factor de rugosidad de Manning del orden 0.03 que coincide con la hallada por la Universidad Nacional.

El puente Guillermo Gaviria Correa une las poblaciones de Barrancabermeja y Yondó, y está ubicado en el kilómetro 661+350. La zona del puente se encuentra en un tramo recto entre las curvas Nos. 146 y 147 cuyos radios son 1565 y 1656 m, respectivamente. La pendiente hidráulica media del tramo Barrancabermeja (K 667) – Puerto Wilches (K625) es de 27.90 cm/km, y el nivel de reducción del 95% es de 71.47 msnm en Barrancabermeja. En el sitio del puente la pendiente hidráulica es de 30 cm/km para un caudal de 7620 m³/s; y el nivel de reducción del 95% del tiempo es de 69.77 msnm (LEH-UN, 2002) . El Puente Guillermo Gaviria Correa está construido con un sistema de dovelas o voladizos sucesivos, tiene una longitud total de 917m; distribuidos de la siguiente forma: una luz central de 200m, dos luces laterales de 100m y los viaductos de la margen derecha (Barrancabermeja) y la margen izquierda (Yondó), los cuales poseen cuatro (4) y nueve (9) luces de 40 metros respectivamente y un gálibo de 15.5 m, como se muestra en la figura 18.

Figura 18. Puente Guillermo Gaviria Correa.



Fuente: Tomado de Ayala, 2007

Para el estudio de socavación en el sitio seleccionado para ubicar el puente se obtuvo la siguiente información:

- Batimetría de los años 1974, 1976, 1988, 1990, 1991, 1999 y 2002.
- Estudio geotécnico realizado por el CONSORCIO DESARROLLO DE VÍAS (CDV) en el año 2002.
- Caracterización hidrosedimentológica realizada por el Laboratorio de Ensayos Hidráulicos (LEH – UN).
- Estudio geomorfológico y de dinámica fluvial realizado por el CDV.
- Dimensionamiento de las pilas, zapatas y pilotes de la cimentación para cada uno de los apoyos establecidos por el CDV, así como las luces y gálibos del puente.

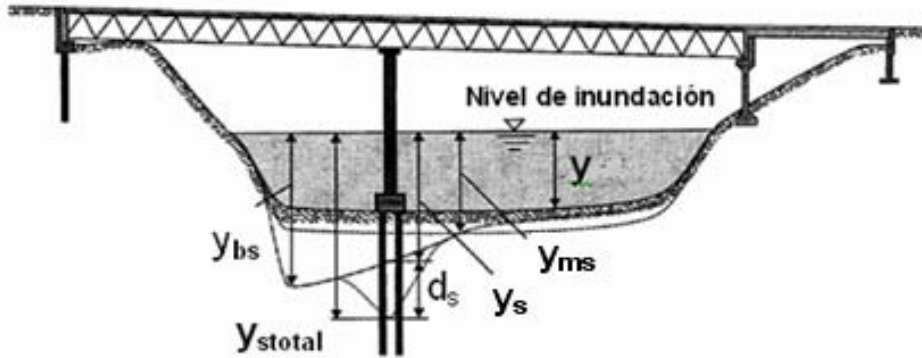
El análisis de socavación para los apoyos del puente se ejecutó considerando un caudal de $7620 \text{ m}^3/\text{s}$, correspondiente a un período de recurrencia de 100 años, y el nivel de aguas máximas de 74,20 msnm para el sitio del puente.

Este caudal es superior al máximo registrado en la Estación Maldonado ($6860 \text{ m}^3/\text{s}$) situado 15km aguas abajo del sitio del puente.

1.12 METODOLOGÍA PARA LA PREDICCIÓN DE LA PROFUNDIDAD DE SOCAVACIÓN LOCAL POR MELVILLE Y COLEMAN

La metodología utilizada por Melville y Coleman 2000, para estimar cuantitativamente la profundidad de socavación local en puentes se basa en la figura 20; donde y_{ms} , $(y_{ms})_c$, y y_s son respectivamente profundidades de flujo permitidas por los efectos acumulativos de degradación, socavación por contracción, curva (y_{bs}), confluencia (y_{cs}), thalweg (y_{ts}), y efectos de forma del lecho (y_{ws}), d_s es la profundidad local y y_{stotal} es la profundidad total socavada.

Figura 19. Profundidades de flujo. Adaptado de Melville y Coleman 2000



La profundidad de socavación local en el sitio del puente puede ser evaluada para el diseño del evento de inundación por:

- Determinación del rango de inundación y las condiciones del sitio en estudio.
- Evaluación del canal hidráulico.
- Estimación del nivel del lecho promedio permitiendo la degradación o agradación, basada en la inundación de diseño, prediciendo la profundidad de flujo, y_{ms} , desde la superficie del agua hasta el nivel del lecho socavado
- Reevaluación del canal hidráulico (basado en y_{ms}) para el resultado de la sección y perfil del canal
- Estimación del nivel promedio de socavación por contracción para la nueva sección; este método predice la profundidad de flujo, $(y_{ms})_c$, desde la superficie del agua hasta el nivel del lecho socavado de la sección contraída.

- Reevaluación del canal hidráulico [basado en $(y_{ms})_c$] para el resultado de la sección y perfil del canal
- Determinación de la profundidad de flujo, y_s desde la superficie del agua hasta el más bajo nivel del lecho socavado, perdiendo las influencias de confluencias (análisis basado en y_{ms}), y los efectos de curva y profundidad del thalweg de la sección contraída.
- Reevaluación del canal hidráulico [basado en y_s] para el resultado de la sección y perfil del canal
- Superponiendo los resultados de los niveles del lecho (excepto los determinados por la socavación por confluencia) a los efectos de la migración de los niveles del lecho, usando $y_s = y_s + [y_{ws} - (y_{ms})_c]$, donde y_{ws} se determina basado sobre el canal hidráulico para $(y_{ms})_c$
- Reevaluación del canal hidráulico [basado en y_s] para el resultado de la sección y perfil del canal
- Estimación de la profundidad de socavación local para la sección resultante, d_s

La profundidad de socavación local es un proceso dependiente del tiempo máximo de profundidad de socavación (para un conjunto dado de condiciones) que está definido en función de la profundidad de socavación de equilibrio y puede describirse como:

$$d_s = K_{yb} K_l K_d K_s K_\theta K_G K_t \quad (5.1)$$

Donde:

K_{yb} = Factor del tamaño de la pila

K_l = Factor de intensidad de flujo

K_d = Factor del tamaño de los sedimentos

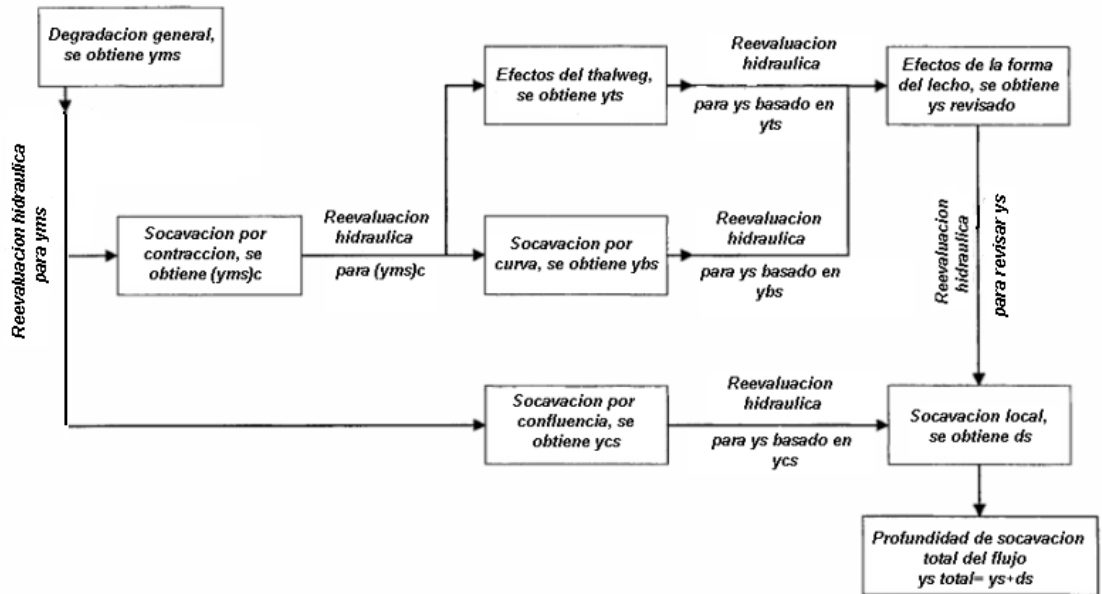
K_s = Factor de forma

K_θ = Factor de alineamiento

K_G = Factor de geometría del canal

K_t = Factor de tiempo

Figura 20. Metodología cuantitativa para la predicción de la profundidad de socavación.



Fuente: Adaptado de Melville y Coleman 2000

El uso de esta fórmula de socavación asegura que la expresión sea relevante para las características de flujo, parámetros del canal y sedimentos mencionados anteriormente bajo el sitio de investigación.

Los parámetros de la fórmula 5.1 son obtenidos del desarrollo de un conjunto de curvas derivadas de la observación de datos de laboratorio analizando un plano tridimensional donde se identificó la influencia de las distintas variables

involucradas en estos factores. Un resumen de las expresiones cuantitativas de estas componentes es descrito en la tabla 16.

1.12.1 Factor del tamaño de la pila, K_{yb} . La clasificación dada por este factor se encuentra en la tabla 6, la cual es basada en ensayos de laboratorio con pilas circulares, condiciones de umbral, sedimentos toscos y uniformes con socavación de equilibrio en canales rectangulares.

Tabla 15. Clasificación de los procesos de socavación local en las fundaciones de un puente

Tipo de fundación	clase	B/y	Dependencia de la socavación local
Pila	Estrecha	$b/y < 0,7$	$d_s \sim b$
	Ancho intermedio	$0,7 < b/y < 5$	$d_s \sim (by)^{0,5}$
	Ancha	$b/y > 5$	$d_s \sim y$
Estribo	Corto	$L/y < 1$	$d_s \sim L$
	Longitud intermedia	$1 < L/y < 25$	$d_s \sim (Ly)^{0,5}$
	Largo	$L/y > 25$	$d_s \sim y$

1.12.2 Factor de Intensidad de flujo, K_l . Este factor representa el efecto de la intensidad de flujo sobre la profundidad de socavación local. Y es la relación de la profundidad de socavación para una intensidad de flujo particular con la máxima profundidad de socavación, la velocidad varía también para cada pila y los otros parámetros son constantes.

La máxima socavación usada ocurre en el umbral pico para sedimentos uniformes y en el pico de lecho vivo para sedimentos no uniformes.

Los sedimentos no uniformes están en términos de la velocidad transformada, V_a , armadura pico ($V = V_a$), para sedimentos uniformes, ($V_a = V_c$)

1.12.3 Factor del tamaño de los sedimentos, K_d . Este factor se define como la relación de la profundidad de socavación para un particular tamaño B/d_{50} con tamaños $B/d_{50} \geq 50$.

1.12.4 Factor de forma, K_s . El factor de forma es definido como la relación como de la profundidad de socavación para una forma de fundación particular con formas estandarizadas, como pilas circulares, y estribos de pared vertical.

1.12.5 Factor de alineamiento, K_θ . El factor de alineamiento se define como la relación de la profundidad de socavación local de un puente oblicuo, con el alineamiento de la fundación.

1.12.6 Factor de la geometría del canal, K_G . El factor de la geometría del canal es la relación de la profundidad de socavación local de la fundación de un puente con la misma fundación situada en un canal rectangular equivalente.

1.12.7 Factor tiempo, K_t . El factor de tiempo está definida como la relación de la profundidad d_s en un tiempo t con la profundidad de socavación de equilibrio d_{se} la cual ocurre en un tiempo t_e .

El factor de tiempo en esta fórmula tiene en cuenta el periodo de inundación, el cual es importante para no suponer que éste dura indefinidamente.

Tabla 16. Factores de influencia de la profundidad de socavación

Factor	K	Método de estimación
Tamaño de la pila	K_{yb}	$b_e = b$ b , es el ancho de la pila, para CASO I $b_e = b_*$ b_* , es el ancho de la zapata, para CASO IV $b_e = b \left(\frac{y_s + Y}{y_s + b_*} \right) + b_* \left(\frac{b_* - Y}{b_* + y_s} \right)$ Ancho efectivo, para CASOS II Y III
		$K_{yb} = 2.4b_e$ para $b_e/y_s \leq 0.7$ $K_{yb} = 2\sqrt{y_s b_e}$ para $0.7 \leq b_e/y_s \leq 5$ $K_{yb} = 4.5y_s$ para $b_e/y_s \geq 5$
Intensidad de flujo	K_I	Para sedimentos uniformes : $d_{50a} = d_{50}$ $V_a = V_c$ Para sedimentos no uniformes : $d_{50a} = d_{max} / 1.8 \approx d_{84} / 1.8 = \sigma_g d_{50} / 1.8$ y $V_a = 0.8V_{ca}$, donde V_{ca} es calculada para d_{50a}
		$K_I = \frac{V - (V_a - V_c)}{V_c}$ para $[V - (V_a - V_c)]/V_c \leq 1$ $K_I = 1.0$ para $[V - (V_a - V_c)]/V_c \geq 1$
Tamaño del sedimentos	K_d	$K_d = 0.57 \log \left(2.24 \frac{b_e}{d_{50a}} \right)$ para $b_e/d_{50a} \leq 25$ $K_d = 1.0$ para $b_e/d_{50a} \geq 25$
Tamaño de la fundación	K_s	$K_s = 1.0$ para pilas circulares $K_s = 1.0$ para pilas no circulares oblicuas al flujo Valores de K_s apropiados para otras formas de pilas, estan en Melville y Coleman 2000

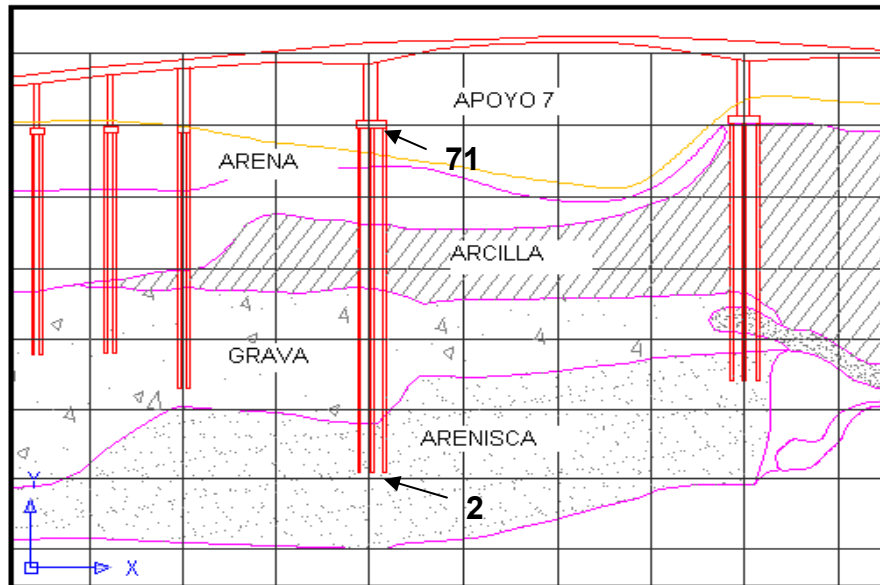
Alineamiento de la fundación	K_{θ}	$K_{\theta} = 1.0$ para pilas circulares $K_{\theta} = \left(\frac{l}{b_e} \sin\theta + \cos\theta \right)^{0.65}$ para pilas no circulares
Geometría del canal	K_G	$K_G = 1.0$ si los valores y_s y V son seleccionados para ser representativos del flujo en las aproximaciones de la pila particular
Tiempo	K_t	$t_e(\text{días}) = 48.26 \frac{b_e}{V} \left(\frac{V}{V_c} - 0.4 \right)$ para $y_s/b_e \geq 6, V/V_c \geq 0.4$ $t_e(\text{días}) = 30.89 \frac{b_e}{V} \left(\frac{V}{V_c} - 0.4 \right) \left(\frac{y_s}{b_e} \right)^{0.25}$ para $y_s/b_e \leq 6, V/V_c \geq 0.4$
		$K_t = 1.0$ para $V/V_c \geq 1$ d_s se desarrolla rápidamente en condiciones de lecho vivo $K_t = \exp \left\{ -0.03 \left \frac{V_c}{V} \ln \left(\frac{t}{t_e} \right) \right ^{1.6} \right\}$ para $V/V_c \leq 1$

Con el fin de aplicar el método presentado, se exponen los resultados obtenidos para el puente ubicado en el Río Magdalena, Guillermo Gaviria Correa. Para realizar el presente análisis se contó con la modelación matemática bidimensional del tramo del río cercano al puente por el programa HEC-RAS ajustado a los resultados de las evaluaciones de los estudios antes mencionados.

El apoyo 7 corresponde a la pila ubicada dentro del cauce, de 5 m de ancho (medida perpendicular a la corriente del río) y 6 m de largo, el cual se apoya en una zapata de 15m de ancho por 27m de largo y esta a su vez descansa sobre 15 pilotes de dos metros de diámetro. La zapata esta cimentada en la cota 71 msnm, con el fin de disponer de 3 a 4 meses al año (Diciembre a marzo) con niveles

inferiores a 71 msnm, de acuerdo con la curva de duración de niveles calculada para el sitio del puente, esto facilitará el proceso constructivo.

Figura 21. Detalle del apoyo siete del puente Guillermo Gaviria Correa.



Tomado de Ayala, 2007

Para iniciar el cálculo de la socavación local de la pila siete, y después de haber investigado el método a aplicar, se elaboro una hoja de cálculo y se muestran los resultados a continuación.

Tabla 17. Resultados del análisis cuantitativo de la Socavación Local del puente Guillermo Gaviria Correa

DATOS BASICOS PARA EL ANALISIS CUANTITATIVO DE SOCAVACION			
PARAMETROS	SIMBOLO	UND	VALOR
Ancho de la superficie del agua, sección aguas arriba	W_1	m	1,377.9
Ancho del canal debido a la sección del puente	W_2	m	588.3
Profundidad promedio de flujo no socavada aguas arriba	Y	m	6.64
Gravedad	g	m/s^2	9.8
Pendiente del canal	So		0.00015

MATERIAL DEL LECHO			
Mediana del tamaño	d_{50}	mm	0.41
Mediana del tamaño para la armadura	d_{50a}	mm	1.0
Tamaño 84%	d_{84}	mm	1.5
Pendiente energética	S_f	m/m	0.0002780
Tamaño máximo	d_{max}	mm	1.8
Reynolds	R_e		48.8
Desviación estándar	δ_g		3.7
Esfuerzo de deslizamiento crítico	θ_c		0.043
Velocidad de caída de las partículas de sedimento	ω	m/s	0.060
Viscosidad cinemática del río	ν		0.00000113
Gravedad específica	S_s		2.7
FLUJO DE INUNDACION HIDROGRAFICA			
Flujo pico	Q	m ³ /s	7,620.0
Duración	t	días	0.75
Intensidad de descarga para la sección no contraída	q_1	m ³ /s	5.5
Intensidad de descarga para la sección contraída	q_2	m ³ /s	13.0

EVALUACION DE LA DEGRADACION GENERAL		
Profundidad de flujo después de la degradación Yms	VALOR	CONDICION
EVALUACION HIDRAULICA		
Profundidad de flujo, Y	6.64	
Velocidad promedio del flujo, V	0.833	
Velocidad de deslizamiento, U*	0.134	
Numero de Reynolds, R_e	48.80	
Numero de Reynolds para d_{50a} , R_e	119.03	
Esfuerzo de deslizamiento crítico, θ_c	0.042	
Esfuerzo de deslizamiento crítico para d_{50a} , θ_{ca}	0.05	
Velocidad de deslizamiento crítico, U_{*c}	0.017	
Velocidad de deslizamiento crítico, U_{*ca}	0.028	
Velocidad Critica, V_c	0.475	
Velocidad Critica, V_{ca}	0.746	
Intensidad de flujo, V/V_c	1.75	Live-bed
SECCION NO CONTRAIDA		

Lacey (1930)		
f	1.13	
Y_{ms}	8.89	
Blench (1969)		
Y_{ms} (para arenas de $0,06 < d_{50} \text{ (mm)} \leq 2,0$)	4.35	
Maza Álvarez y Echeverría Alfaro (1973)		
Y_{ms}	4.75	
Velocidad de deslizamiento critico		
Y_{ms}	0.102	
Velocidad de flujo critico promedio		
Y_{ms}	9.08	
Valor promedio de Y_{ms} con las estimaciones de orden similar	8.98	

EVALUACION DE LA SOCAVACION DE LA SECCION DEL CANAL		
ANALISIS DE SOCAVACION	VALOR	CONDICION
REVALUACION HIDRAULICA		
Profundidad de flujo, Y_{ms}	8.98	
Velocidad promedio del flujo, V	0.616	
Velocidad de deslizamiento, U^*	0.156	
Numero de Reynolds, R_e	56.76	
Numero de Reynolds para d_{50a} , R_e	138.45	
Esfuerzo de deslizamiento critico, θ_c	0.043	
Esfuerzo de deslizamiento critico para d_{50a} , θ_{ca}	0.052	
Velocidad de deslizamiento critico, $U_{\cdot c}$	0.017	
Velocidad de deslizamiento critico, $U_{\cdot ca}$	0.029	
Velocidad Critica, V_c	0.494	
Velocidad Critica, V_{ca}	0.783	
Intensidad de flujo, V/V_c	1.25	Live-bed

SOCAVACION POR CONTRACCION		
EVALUACION		
U-/ω	2.6	
K ₁	0.69	
Ancho aproximado del canal principal W ₁	1377.9	
Ancho aproximado del canal principal en la sección contraída W ₂	588.3	
d _{sc}	7.2	
(M _v) _c Para live-bed	16.2	

El cálculo de la socavación por curva se omitió, pues el puente Guillermo Gaviria Correa se encuentra en un tramo recto; igualmente la socavación por confluencia, debido a que ésta se presenta varios Kilómetros aguas arriba del sitio del puente.

ANALISIS DE SOCAVACION	VALOR	CONDICION
REVALUACION HIDRAULICA		
Profundidad de flujo, (Y _{ms}) _c	16.16	
Velocidad promedio del flujo, V	0.801	
Velocidad de deslizamiento, U*	0.210	
Numero de Reynolds, R _e	76.14	
Numero de Reynolds para d _{50a} , R _e	185.70	
Esfuerzo de deslizamiento critico, θ _c	0.048	
Esfuerzo de deslizamiento critico para d _{50a} , θ _{ca}	0.053	
Velocidad de deslizamiento critico, U* _c	0.018	
Velocidad de deslizamiento critico, U* _{ca}	0.029	
Velocidad Critica, V _c	0.548	
Velocidad Critica, V _{ca}	0.833	

Intensidad de flujo, V/V_c	1.46	Live-bed
PROFUNDIDAD DE SOCAVACION POR EFECTOS DEL THALWEG Y_{ts}		
A	3607.55	
$y=A/W$	2.62	
h_t	11.86	
Y_{ts}	22.09	
REVALUACION HIDRAULICA		
Profundidad de flujo, Y_{ts}	22.09	
Velocidad promedio del flujo, V	0.586	
Velocidad de deslizamiento, U^*	0.245	
Numero de Reynolds, R_e	89.01	
Numero de Reynolds para d_{50a} , R_e	217.11	
Esfuerzo de deslizamiento critico, θ_c	0.049	
Esfuerzo de deslizamiento critico para d_{50a} , θ_{ca}	0.0535	
Velocidad de deslizamiento critico, U_{-c}	0.018	
Velocidad de deslizamiento critico, U_{-ca}	0.029	
Velocidad Critica, V_c	0.567	
Velocidad Critica, V_{ca}	0.860	
Intensidad de flujo, V/V_c	1.03	Live-bed

ANALISIS DE SOCAVACION	VALOR	CONDICION
PROFUNDIDAD DE SOCAVACION POR MIGRACION DE LA FORMA DEL LECHO Y_{ws}		
C_f	0.000487	
h_b	2.18	
i_{haz}	23.18	
REVALUACION HIDRAULICA		
Profundidad de flujo, Y_{ws}	23.18	

Velocidad promedio del flujo, V	0.559	
Velocidad de deslizamiento, U*	0.251	
Numero de Reynolds, R _e	91.19	
Numero de Reynolds para d _{50a} , R _e	222.40	
Esfuerzo de deslizamiento critico, θ_c	0.053	
Esfuerzo de deslizamiento critico para d _{50a} , θ_{ca}	0.0539	
Velocidad de deslizamiento critico, U _c	0.019	
Velocidad de deslizamiento critico, U _{*ca}	0.030	
Velocidad Critica, V _c	0.592	
Velocidad Critica, V _{ca}	0.867	
Velocidad promedio del flujo, Va	0.694	
Intensidad de flujo, V/V _c	0.94	Clear Water

EVALUACION DE SOCAVACION LOCAL EN PILAS				
PARAMETROS DE SOCAVACION	SIMBOLO	UND	VALOR	CONDICION
SOCAVACION DE LA SECCION DEL CANAL				
Profundidad de flujo en aproximaciones de la pila	Y _s	m	23.18	
Velocidad de flujo de la pila	V	m/s	0.56	
Velocidad critica	V _c	m/s	0.592	
PARAMETROS DE VELOCIDAD				
EVALUACION	V/V _c		0.943	Clear Water
Velocidad armadura pico	V _a	m/s	0.694	
EVALUACION	V/V _a		0.805	

SOCAVACION LOCAL DE LA PILA				
Ancho de la pila	b	m	5	
Ancho de la tapa de la pila	b*	m	15	
b = b*CASO IV				
FACTOR TAMAÑO DE LA PILA k_{yb}				

EVALUACION				
b^*/Y_s			0.647	
	K_{yb}		36.00	
FACTOR DE INTENSIDAD DE FLUJO K_I				
sedimentos no uniformes				
EVALUACION				
$V-(V_a-V_c)/V_c$			0.772	
	K_I		0.772	
FACTOR TAMAÑO DE SEDIMENTOS K_d				
EVALUACION				
b^*/d_{50a}			15000	
	K_d		1	
FACTOR DE FORMA K_s				
EVALUACION				
Pila circular	K_s		1	
FACTOR DE ALINEAMIENTO K_θ				
EVALUACION				
Para pila circular	K_θ		1	
FACTOR DE GEOMETRIA K_G				
EVALUACION				
Los valores de Y_s y V fueron representativos en la aproximación del flujo a la pila	K_G		1	
FACTOR DE TIEMPO K_t				
EVALUACION				
Y_s/b^*			1.546	
V/V_c			0.943	

t _e (Días)			502.39	
	K _t		0.517	
Evaluación para condición de lecho vivo	K _t		0.517	
PROFUNDIDAD DE SOCAVACION LOCAL	d_s		14.377	

La socavación total esperada en la pila número siete del puente está dada por la suma de la socavación general y de la local es de 37,56m, resultado

Los métodos empleados para calcular la socavación general, de contracción y local por el consorcio desarrollo de vías son enumerados a continuación (consorcio CDV, 2002):

1.13 Socavación general

Siguiendo los criterios de Lischtvan – Levediev, la fórmula para suelos no cohesivos cuyo diámetro correspondiente al 84% (D84).

$$d_s = \left(\frac{\alpha d_0^{5/3}}{4.7\beta (D84)^{0.28}} \right)^{\frac{(D84)^{0.03}}{0.322+(D84)^{0.03}}}$$

Donde:

d_s = Profundidad hasta el fondo socavado en metros (m) medidos desde la superficie libre de agua.

d₀ = Profundidad inicial del agua.

β = Coeficiente que toma en cuenta el período de retorno, T_r del caudal de diseño y se calcula así:

$$\beta = 0.8416 + 0.03342 \ln T_r$$

Donde:

T_r = Período de retorno igual a 100 años.

α = Coeficiente que representa la conductancia de la sección de escurrimiento

$$\alpha = \frac{Q_d}{\mu B_e d_m^{5/3}}$$

Q_d = Caudal de diseño para la crecida relacionada en m^3 / seg

B_e = Ancho efectivo

D_m = Profundidad media de la sección antes de la erosión.

$$d_m = \frac{A}{B_e} = \frac{\text{Area hidraulica}}{\text{Ancho hidraulico}} = \frac{3766}{429} = 8.78\text{m}$$

μ = Coeficiente que toma en cuenta las contracciones laterales del flujo por efecto de las pilas y se calcula así:

$$\mu = 1 - \frac{0.387u}{L},$$

Donde:

u = Velocidad media (m/s) de la corriente.

L = Luz o claro entre pilas.

La socavación general es $d_s - d_o = 6.94 - 6.64 = 0.30\text{m}$

1.14 SOCAVACIÓN LOCAL POR PILAS O ZAPATAS

1.14.1 Método de Peggy Johnson

$$D_s = 2.02y \left(\frac{b}{y} \right)^{0.98} F^{0.21} \sigma^{-0.24}$$

En el cual:

D_s = Socavación a partir del lecho del río

B = Ancho promedio de zapata y pilotes

Y = Profundidad del agua después de producida la socavación general

F = Numero de Froude

$$\sigma = \frac{D_{84}}{D_{50}} = \frac{1.50}{0.38} = 3.95$$

$$D_s = 2.02 * 6.94 * \left(\frac{14}{6.94} \right)^{0.98} 0.35^{0.21} * 3.95^{-0.24} = 16.03\text{m}$$

Se considera conveniente introducir un factor de seguridad de 1.30 para una probabilidad de falla del 5%. La profundidad hasta donde llega la socavación será de $16.03 * 1.30 = 20.85\text{m}$

La cta hasta donde llega la socavación será de:

$$67.56 - 0.30 - 20.85 = 46.41\text{msnm}$$

Tabla 18. Resumen comparativo de los resultados obtenidos por los diferentes métodos para el cálculo de la socavación de la pila 7.

Métodos	PROFUNDIDADES DE SOCAVACION		
	Socavación General (m)	Socavación por Contracción (m)	Socavación Local (m)
Investigado (2008)			
Melville y Coleman (2000)	9,37	9,52	14,37
Hec-Ras (2005)		0,65	21,27
Consorcio (2002)			
Maza Álvarez (1990)	0.3		
Peggy Jonson (1995)			20.8

CONCLUSIONES

- La erosión del fondo del río en el sitio del puente es la causa hidráulica más frecuente de falla cuando afecta a cimentaciones mal diseñadas. Frecuentemente se ignora el problema por estar bajo el agua, haciéndose difícil su inspección y manifestándose en una falla inminente de la estructura; por tal motivo su estudio es de primordial importancia y es evidente que este aspecto sea uno de los más relevantes a la hora de diseñar la superestructura para minimizar los riesgos y estudiar en un futuro su vulnerabilidad.
- La erosión y agradación en el sitio del puente se presentara en un área donde se produce desequilibrio entre la capacidad de transporte del material del lecho y el abastecimiento de material aguas arriba de el. Por esto el primer parámetro a evaluar y quizás el más importante, es la condición de flujo en la que se encuentra el río y la posible acción erosiva del caudal en el desprendimiento del material de fondo. Para evaluar que estudios se acoplan a la situación presentada se han desarrollado métodos de cálculo a partir de ensayos de laboratorio pero con muy poca verificación en campo donde terminan por omitir durante el proceso los cambios ocurridos en el lecho. Melville y Coleman (2000) evalúan para cada cambio del lecho los avances del proceso erosivo y la situación de la sección transversal del puente; realizando una reevaluación hidráulica que se acerca más a la realidad del río.
- Las socavaciones máximas esperadas se obtienen por lo general superponiendo los valores calculados de las erosiones generalizadas, por

contracción y locales. Melville y Coleman (2000) proponen para tratar el problema en su conjunto, acumular efectos y así ser coherente con los cambios morfológicos del lecho, acoplándolos al estudio hidráulico. En contraste, la mayoría de métodos tradicionales como el usado por HEC-RAS no ajustan la geometría a las nuevas condiciones de erosión y basta con sumar la socavación general por contracción y local sin considerar el efecto que la primera tiene sobre la hidráulica del cauce.

- Melville y Coleman (2000) hacen una clasificación más profunda de los procesos erosivos direccionados por la experiencia y evaluación de diferentes casos de estudios de falla de puentes en nueva Zelanda en su libro *Bridge Scour* (2000), y en conjunto con la estimación de diferentes autores ponen a la luz los mejores y más acertados métodos en este campo. La típica categorización de los tipos de socavación no dejan entrever todas las variables que se desarrollan a largo y corto plazo, los autores abarcan casi todas las situaciones en las que se puede encontrar el puente en su vida útil.
- Melville y Coleman (2000) incluyen la gran mayoría de factores que afectan la socavación de un puente, convirtiendo el método presentado en esta investigación en una gran herramienta para el cálculo de socavación. Dentro de estos factores se deben resaltar que la profundidad de la socavación local está estrechamente relacionada a las particularidades hidráulicas del flujo como de los procesos que alteran los lechos del río (transporte y arrastre de sedimentos) y de la geometría de las obstrucciones,
- Melville y Coleman (2000) sugieren la aplicación de más de un método para calcular las profundidades de socavación general, los diferentes métodos dan un orden de magnitud alrededor del cual se encuentra esta profundidad

y el ingeniero debe decidir sobre cual es el método que mejor representa las condiciones del puente en evaluación; para el caso registrado en esta investigación se escogió el que arrojara la condición mas crítica del proceso erosivo, sobre la cual se basaron las siguientes profundidades.

- Dado que el proceso de socavación evoluciona con el tiempo, Melville y Coleman (2000) proponen hallar el tiempo estimado de equilibrio para el desarrollo definitivo de los huecos de socavación, teniendo en cuenta el tiempo de inundación. La mayoría de métodos calculan la socavación total mediante expresiones de erosión máxima que se desarrollarían si el caudal de avenida durara indefinidamente, lo cual no es real y llevan a sobreestimar los resultados. Este factor que se incluye en la ecuación de socavación local de Melville y Coleman (2000) se considera único en este tipo de formulaciones.
- Mas allá de visualizar el grado de ajuste logrado a partir de la aplicación del método, el elemento central que surge como resultado de esta investigación es la introducción de todas las variables existentes que influyen en la socavación local plateadas por el método de Melville y Coleman (2000); la aplicación generalizada de sus ecuaciones brindan una relación funcional que mas allá de su posible perfeccionamiento, pueden ser consideradas un progreso en la descripción y percepción del fenómeno de la socavación local en pilas de puentes.
- Desde el punto de vista de aporte del material del lecho a la zona de estudio todos los ensayos de laboratorio sobre los cuales se basan las formulaciones para el cálculo de la socavación general como la de Maza Álvarez (1988) siguiendo los criterios de Lischtvan y Levediev (1984) fueron realizados sobre canales rectangulares y gran parte de ellos corresponden a la condición de agua clara sin tener en cuenta que la crecida de diseño

ocurre bajo condiciones de lecho vivo, ni las diferentes fluctuaciones que se generan a lo largo del proceso erosivo en las condiciones de flujo. Melville y Coleman (2000) analizan todos sus factores teniendo en cuenta las dos diferentes condiciones, en agua clara y lecho vivo.

- Teniendo en cuenta la limitación de dichos métodos como consecuencia de las condiciones a partir de las cuales fueron desarrolladas, no se puede saber con certeza si los resultados arrojados son sobreestimados o subestimados.
- Para el cálculo de la socavación general por método de Maza (1988), algunas suposiciones generan incertidumbre en el análisis. El coeficiente α de Maza se toma como constante y requiere que la rugosidad del lecho sea invariable a lo largo del proceso de socavación, lo cual es en realidad poco probable ya que existen cambios en las condiciones de granulometría a lo largo del proceso erosivo.
- La pila principal del puente Guillermo Gaviria Correa (pila 7), se consideró sometida en el futuro a una socavación general máxima que va hasta la cota 55 msnm de 0.30 m y una socavación local máxima en el sitio de la pila que va hasta la cota 46 msnm de 20.85 m. Estos datos fueron el resultado un estudio realizado por el consorcio CDV (firma diseñadora del puente) del cual se concluye que subestima los valores de socavación debido a que la fórmula de Peggy Jonson (1995) no tiene en cuenta el efecto de las velocidades cercanas a la crítica durante el proceso erosivo.
- Sobre la base de los resultados obtenidos por el método de Melville y Coleman (2000) donde la profundidad de socavación fue superior a los métodos antes mencionados, se concluyó que en el diseño del Puente

Guillermo Gaviria Correa se debió contemplar una mayor profundidad de cimentación para la pila siete, siendo esta la principal en toda la estructura.

- El sitio del estrecho de Galán seleccionado para el puente presenta las condiciones hidráulicas y geomorfológicas más estables del sector. Las condiciones geológicas y geotécnicas del sitio del ponteadero están definidas por la Formación Mesa (Informe de geotecnia y suelos CDV), con areniscas de origen terciario en las que estaría cimentada los 9,42m restantes de la pila después de el evento de inundación para el que fue diseñado, por lo anterior se concluye que esta porción de la pila podría resistir el evento de inundación.
- Debido a la ya existencia del puente, no se estima conveniente financieramente hablando una modificación substancial de su cimentación, pero si se debe proceder a estudiar, diseñar y construir medidas de prevención y control. El resultado arrojado después de la evaluación de las socavaciones por el método de Melville y Coleman (2000) considera que más del 50% de las pilas quedan expuestas después del evento de inundación y por consiguiente se considera inestable el puente según el criterio de Flemming (1994) adoptado por la FHWA (2001), proponiéndose poner bajo monitoreo constante el puente Guillermo Gaviria Correa, a lo largo de su vida útil.

BIBLIOGRAFIA

ALDANA, J. y Ordoñez, J. (2003) "Comparación de Formulas para Calcular La Socavación General En Cauces Aluviales", Primer Simposio Regional Sobre Hidraulica De Rios.

ASHMORE, P. and Parker, G. (1983) "Confluence scour in coarse braided streams", Water Resources Research, 19(2), 392-402.

AYALA. L. (2007) Análisis Cualitativo de los Efectos Morfológicos y Sedimentológicos Relacionados con la Construcción de Puentes Aplicado al Río Magdalena y el Puente Guillermo Gaviria Correa.

BLENCH, T. (1969) "Mobile-bed fluviology," University of Alberta press, Edmonton, Canada.

COLEMAN S.E; Lauchlan C.S; Melville B.E. (2003) Clear-water scour development at bridge abutments. Water Engineering Research.

COLEMAN S.E; Melville B.W. (2001) Case Study: New Zealand Bridge Scour Experiences. Water Resources Publications.

EDGAR, M. "Estudio de las causas del colapso de algunos puentes en Colombia", Facultad de ingeniería, Pontificie Universidad Javeriana.

Estudio sobre el Modelo Hidráulico y Fondo Móvil. Universidad Nacional de Colombia, Marzo 2003.

ETTEMA, R. (1980) "Scour at bridge piers", Report No. 216, School of Engineering, the University of Auckland, Auckland, New Zealand, 527 pp.

ETTEMA, R. (2000) "Bridge Scour", Bridge Scour The University of Auckland, New Zealand. Pag 1.

FARIAS H.D; Pilan M.T; Pece F.J; Mattar M.T. Socavación Local en Pilas de Puentes: Formulación General y Análisis Crítico de Metodologías Existentes. Publicación Primer Simposio Regional sobre Hidráulica de Ríos.

FHWA NHI01.004 (2001). River Engineering For Highway Encroachments.

IKEDA, S. (1984) "Prediction of alternate bar wavelength and height", Journal of Hydraulic Engineering, 110(4) April 371-386.

Informe Final Presentado por El Consorcio Desarrollo de Vías en el Estudio de Suelos Y Cimentación del Puente Barrancabermeja – Yondo (Santander-Antioquia)

JULIEN, P.Y.and Klassen, G.J. (1995) "Sand-dune geometry of large rivers during floods," Journal of Hydraulic Engineering, A.S.C.E., 121(9), 657-663-

KLAASSEN, G.J. and Vermeer, K. (1988) "Confluence scour in large braided rivers with fine bed material", Proc., International Conference on Fluvial Hydraulics, Budapest, Hungary, 395-408.

LACEY, G. (1930)" Stable channels in alluvium," Paper 4736, Minutes of the Proc., Institution of Civil Engineers, Vol. 229, William Clowes and Sons Ltd., London, Great Britain, 259-292.

MAHMOOD, K, Haque, M.I. and Budhu, D. (1988) "Meandering thalwegs in sand-bed canals," in "Mechanics of alluvial channels", edited by K. Mahmood, M. I. Haque and A. M. Choudri, Water Resources Publications, Littleton, Colorado, U.S.A.

MARTÍNEZ, L.Y y Ramírez, J. A. Estudios del Comportamiento de la Socavación en la Vecindad de los Espolones en el Río Magdalena en el Sector Puerto Carmelitas-Puerto Casabe. Tesis de Grado. Universidad Industrial de Santander, 2000. Pág 31-69.

MAYNORD S.T. (1996) "Toe-scour estimation in stabilized bendways," Journal of Hydraulic Engineering, 122(8), 460-464.

MAZA ALVAREZ, J.A. and Echavarría Alfaro, F.J.(1973) "Contribution to the study of general scour," Proc., International Symposium on River Mechanics, I.A.H.R., Bangkok, Thailand, 795-803.

MELVILLE B.W; Coleman S.E (2000). Bridge Scour The University of Auckland, New Zealand.

NEILL, C.R. (1973) (Ed) "Guide to bridge hydraulics," Roads and Transportation Assoc. of Canada. University of Toronto Press, Toronto Canadá, 191 pp.

SEURZ A. Hidráulica de puentes, Dimensionamiento Hidráulico Optimizado de Puentes con Terraplenes. Universidad de Piura, 2006.

SHREIDER, M. (2001) "Aplicación del método de Lischtván y Lebediev al cálculo de la erosión general", Ingeniería hidráulica en México, Vol. XVI, num., 1, pp15-26.

SPALLETTI P; Brea J.D; Cardini J. (2002) Erosiones Locales y por Contracción en Planicies.

SUAREZ. J. (2001) Control de Erosión en Zonas Tropicales. Universidad Industrial de Santander. Bucaramanga, Colombia.

THORNE, C.R. (1988) "Bank processes on the Red River bndex, Arkansas, and Shreveport, Louisiana," Final Riport to the U.S. Army European Research Office, Contract No. DAJA45-88-C-0018, Department of Geography, Queen Mary College, London England.

VAN RIJN, L.C. (1984)"Sediment transport, Part III: Bed forms and alluvial roughness," Journal of Hydraulic Engineering, 110(12), December, 1733-1754.

YALIN, M.S. (1992) "River mechanics," Pergamon Press, New York, U.S.A.