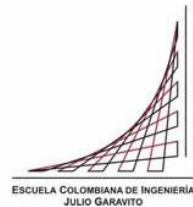


**Maestría en Ingeniería Civil**

**ESTUDIO DE LA SOCAVACIÓN LOCAL EN PILAS CIRCULARES  
DE PUENTES EN LECHOS NO COHESIVOS CON MODELACIÓN  
FÍSICA EN LABORATORIO**

**Eduardo Enrique Cañas Ramos**

**Bogotá, D.C., 6 de julio de 2018**



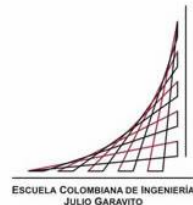
**Estudio de la socavación local en pilas circulares de puentes en lechos no cohesivos con modelación física en laboratorio**

**Tesis para optar al título de Magíster en Ingeniería Civil con énfasis en Recursos Hidráulicos y Medio Ambiente**

**Héctor Alfonso Rodríguez Díaz**

**Director**

**Bogotá, D.C., 6 de julio de 2018**



La tesis de maestría titulada “Estudio de la socavación local en pilas circulares de puentes en lechos no cohesivos con modelación física en laboratorio”, presentada por Eduardo Enrique Cañas Ramos, cumple con los requisitos establecidos para optar al título de Magíster en Ingeniería Civil con énfasis en Recursos Hidráulicos y Medio Ambiente.

Director de la tesis

Héctor Alfonso Rodríguez Díaz

Jurado

---

Jurado

---

Bogotá, D.C., 3 de julio de 2018 (fecha de aceptación del trabajo por parte del jurado)

## **Dedicatoria**

A Dios, por darme la oportunidad de culminar este proyecto, sin Él no hubiera sido posible este logro.

## **Agradecimientos**

A mi esposa Johanna, quien con paciencia y amor fue pieza fundamental en el desarrollo de este proyecto. A mis padres, por sus oraciones y valores sembrados en mí. Por último, al ingeniero Héctor Alfonso Rodríguez por creer en esta investigación y su apoyo incondicional a este proyecto.

## **Resumen**

La socavación local en las pilas de los puentes ha sido un factor determinante en el colapso de las estructuras (Arneson, et al., 2012), ya que existen muchas metodologías para calcular la socavación y todas ellas con resultados diferentes, lo cual ha generado que los consultores se basen en su experiencia para seleccionar una metodología e implementarla en los proyectos. Con el fin de mitigar el problema descrito esta investigación busca, a través de un modelo experimental, recomendar un grupo de ecuaciones cuyos resultados se ajustaron al modelo y, adicionalmente, proponer una ecuación para el cálculo de la socavación local en pilas circulares de puentes en lechos no cohesivos.

## Contenido

Dedicatoria .....	4
Agradecimientos.....	5
Resumen .....	6
Contenido .....	7
Índice de tablas.....	8
Índice de figuras .....	9
Índice de gráficas.....	10
1) Marco teórico.....	13
1.1. Antecedentes.....	23
1.2. Estado del arte .....	32
2) Planteamiento del modelo físico .....	44
2.1. Determinación de variables .....	44
2.1.1. Geometría .....	44
2.1.2. Características del flujo .....	45
2.1.3. Características del material del lecho .....	46
3) Estudios experimentales (metodología) .....	47
3.1. Diseño del modelo experimental.....	47
3.1.1. Características del material del lecho .....	48
3.1.2. Características hidráulicas.....	52
3.1.3. Características geométricas de la pila .....	53
3.2. Operación del modelo experimental .....	55
3.2.1. Variables independientes que se manipularon en la operación del modelo .....	56
3.2.2. Materiales y equipos.....	57
3.2.3. Operación en el laboratorio del modelo experimental .....	57
3.2.4. Limitaciones del modelo experimental .....	62
4) Resultados, análisis de resultados y recomendaciones .....	65
4.1. Resultados, análisis de resultados y recomendaciones .....	66
5) Conclusiones y recomendaciones .....	98
6) Bibliografía.....	104

## Índice de tablas

Tabla 1. Variables de incidencia en el fenómeno de la socavación local en pilas de puentes identificadas por la bibliografía especializada.....	16
Tabla 2 Colapsos históricos de puentes. Fuente: Muñoz et al. (2012) .....	23
Tabla 3. Inventario de puentes colapsados en Colombia entre 1986 y 2001.....	29
Tabla 4. Estadística del colapso de los puentes colombianos.....	30
Tabla 5. Estadística de los colapsos de los puentes colombianos (sin incluir atentados terroristas) .....	30
Tabla 6. Investigaciones académicas nacionales e internacionales. ....	32
Tabla 7. Granulometría del material que se ensayó.....	48
Tabla 8. Características de las pilas que se deben ensayar .....	51
Tabla 9. Características del modelo experimental.....	55
Tabla 10. Diámetros (cm) y material de las pilas.....	66
Tabla 11. Resultados de la socavación local ( $d_s$ ) para la configuración M1C1P1.....	66
Tabla 12. Resultados de la socavación local ( $d_s$ ) para la configuración M1C1P2.....	67
Tabla 13. Resultados de la socavación local ( $d_s$ ) para la configuración M1C1P3.....	68
Tabla 14. Resultados de la socavación local ( $d_s$ ) para la configuración M1C1P4.....	69
Tabla 15. Resultados de la estadísticas de la regresión para la configuración 1 (una pila) .....	73
Tabla 16. Análisis de varianza de la regresión para C1 .....	73
Tabla 17. Resultados de la socavación local ( $d_s$ ) para la configuración M1C2P1.....	75
Tabla 18. Resultados de la socavación local ( $d_s$ ) para la configuración M1C2P2.....	76
Tabla 19. Resultados de la socavación local ( $d_s$ ) para la configuración M1C2P3.....	77
Tabla 20. Resultados de la socavación local ( $d_s$ ) para la configuración M1C2P4.....	78
Tabla 21. Resultados de las estadísticas de la regresión para la configuración 2 (dos pilas separadas un diámetro) .....	83
Tabla 22. Análisis de varianza de la regresión para C2 .....	83
Tabla 23. Desviaciones absolutas M1-C1P1.....	92
Tabla 24. Desviaciones absolutas M1-C1P2.....	93
Tabla 25. Desviaciones absolutas M1-C1P3.....	93
Tabla 26. Desviaciones absolutas M1-C1P4.....	93
Tabla 27. Desviaciones absolutas.....	94



## Índice de figuras

Figura 1. Pilas tipos I y II.....	39
Figura 2. Esquema del modelo .....	51
Figura 3. Cantidad de pilas ensayadas .....	54
Figura 4. Configuración 1 .....	65
Figura 5. Configuración 2.....	65

## Índice de gráficas

Gráfica 1. Colapso de puentes colombianos.....	30
Gráfica 2. Colapsos de puentes colombianos (sin incluir atentados terroristas) .....	31
Gráfica 3. Curva granulométrica del material ensayado.....	49
Gráfica 4 Socavación local vs. caudal para M1C1P1 para un lecho de arena bien gradado no uniforme de $D_{50}=1$ mm.....	67
Gráfica 5. Socavación local vs. caudal para M1C1P2 para un lecho de arena bien gradado no uniforme de $D_{50}=1$ mm.....	68
Gráfica 6. Socavación local vs. caudal para M1C1P3 para un lecho de arena bien gradado no uniforme de $D_{50}=1$ mm.....	69
Gráfica 7. Socavación local vs. caudal para M1C1P4 para un lecho de arena bien gradado no uniforme de $D_{50}=1$ mm.....	70
Gráfica 8. Socavación local vs. caudal para M1C1P1, M1C1P2, M1C1P3 y M1C1P4 para un lecho de arena bien gradado no uniforme de $D_{50}=1$ mm.....	70
Gráfica 9. Socavación local vs. caudal para M1C1P1, M1C1P2, M1C1P3 y M1C1P4 en escala logarítmica para un lecho de arena bien gradado no uniforme de $D_{50}=1$ mm.....	71
Gráfica 10. Socavación local vs. caudal para M1C1P1, M1C1P3 y M1C1P4 para un lecho de arena bien gradado no uniforme de $D_{50}=1$ mm.....	72
Gráfica 11. Correlación múltiple de los resultados de socavación local vs. caudal para M1C1P1, M1C1P3 y M1C1P4 para un lecho de arena bien gradado no uniforme de $D_{50}=1$ mm.....	74
Gráfica 12. Socavación local vs. caudal para M1C2P1 para un lecho de arena bien gradado no uniforme de $D_{50}=1$ mm.....	75
Gráfica 13. Socavación local vs. caudal para M1C2P2 para un lecho de arena bien gradado no uniforme de $D_{50}=1$ mm.....	76
Gráfica 14. Socavación local vs. caudal para M1C2P3 para un lecho de arena bien gradado no uniforme de $D_{50}=1$ mm.....	77
Gráfica 15. Socavación local vs. caudal para M1C2P4 para un lecho de arena bien gradado no uniforme de $D_{50}=1$ mm.....	78
Gráfica 16. Incidencia de la separación de las pilas en la socavación local para M1C1P1 y M1C2P1 para un lecho de arena bien gradado no uniforme de $D_{50}=1$ mm.....	79
Gráfica 17. Incidencia de la separación de las pilas en la socavación local para M1C1P3 y M1C2P3 para un lecho de arena bien gradado no uniforme de $D_{50}=1$ mm.....	80
Gráfica 18. Incidencia de la separación de las pilas en la socavación local para M1C1P4 y M1C2P4 y para un lecho de arena bien gradado no uniforme de $D_{50}=1$ mm.....	81
Gráfica 19. Socavación local vs. caudal para M1C2P1, M1C2P2, M1C2P3 y M1C2P4 para un lecho de arena bien gradado no uniforme de $D_{50}=1$ mm.....	82
Gráfica 20. Socavación local vs. caudal para M1C2P1, M1C2P2, M1C2P3 y M1C2P4 en escala logarítmica para un lecho de arena bien gradado no uniforme de $D_{50}=1$ mm.....	82

Gráfica 21. Correlación múltiple de los resultados de socavación local vs. caudal para M1C1P1, M1C1P3 y M1C1P4 para un lecho de arena bien gradado no uniforme de $D_{50}=1$ mm .....	84
Gráfica 22. Incidencia de la separación de pilas en la socavación local basados en los resultados de la correlación múltiple para un lecho de arena bien gradado no uniforme de $D_{50}=1$ mm .....	85
Gráfica 23. Socavación local proporcional al diámetro de la pila vs. la relación del número de Froude de la pila con respecto al número de Froude del flujo, para M1C1P1, M1C1P2, M1C1P3 y M1C1P4 para un lecho de arena bien gradado no uniforme de $D_{50}=1$ mm.....	86
Gráfica 24. Socavación local proporcional al diámetro de la pila vs. la relación del número de Froude de la pila con respecto al número de Froude del flujo en escala logarítmica, para M1C1P1, M1C1P2, M1C1P3 y M1C1P4 para un lecho de arena bien gradado no uniforme de $D_{50}=1$ mm .....	87
Gráfica 25. Socavación local proporcional al diámetro de la pila vs. la relación del número de Froude de la pila con respecto al número de Froude del flujo, para M1C1P1, M1C1P2, M1C1P3 y M1C1P4 para un lecho de arena bien gradado no uniforme de $D_{50}=1$ mm.....	87
Gráfica 26. Tendencia de la socavación local proporcional al diámetro de la pila vs. la relación del número de Froude de la pila con respecto al número de Froude del flujo, para M1C1P1, M1C1P3 y M1C1P4 para un lecho de arena bien gradado no uniforme de $D_{50}=1$ mm .....	88
Gráfica 27. Tendencia de la socavación local proporcional al diámetro de la pila vs. la relación del número de Froude de la pila con respecto al número de Froude del flujo en escala logarítmica, para M1C2P1, M1C2P2, M1C2P3 y M1C2P4 para un lecho de arena bien gradado no uniforme de $D_{50}=1$ mm .....	89
Gráfica 28. Socavación observada y estimada por cada autor.....	95
Gráfica 29. Socavación observada y estimada por cada autor (una pila) .....	96
Gráfica 30. Socavación observada y estimada por cada autor.....	96

## **Introducción**

El efecto del cambio climático mundial ha generado que los eventos de lluvias sean cada vez más extremos, impactando las infraestructuras de las poblaciones. Cuando se presentan precipitaciones y se convierten en escorrentía que llega a los cauces producen el fenómeno de la socavación, ya sea en el mismo cauce o en elementos como las pilas de los puentes.

El estudio de la socavación local en pilas de puentes es muy importante para garantizar la estabilidad de las estructuras, debido a que el incremento de los caudales producto de precipitaciones extremas aumenta el riesgo de colapso, poniendo en peligro la integridad de los usuarios. Por esta razón, diversos investigadores han estudiado durante décadas este fenómeno, generando una gran cantidad de metodologías para el cálculo de la socavación pero con diferentes resultados, sin lograr una solución universal al problema.

Esta investigación pretende aportar al estudio de la socavación local en pilas de puentes recomendando las metodologías que mejor se ajusten al modelo experimental implementado y, a su vez, proponiendo una nueva metodología para su estimación.

## Capítulo I

### 1) Marco teórico

En situaciones donde la luz del puente es muy alta se requiere ubicar un elemento estructural en el cauce del río para garantizar la estabilidad de la construcción, con este fin se utilizan las pilas, pero surge un problema colateral, que es la perturbación y obstrucción a la línea de flujo del agua, lo cual genera aceleración y formación de vórtices que estimulan la aparición del fenómeno de socavación del lecho del río y alrededor de las pilas.

La socavación local en pilas de puentes, entendida como la eliminación de depósitos alrededor de los elementos estructurales que se encuentran en el flujo de agua, genera disminución en el nivel del lecho del río, exponiendo la base de las pilas de los puentes como resultado de la acción erosiva del flujo de agua (Campa et al., 2016)

Cuando se coloca una pila de un puente en la corriente de un cuerpo de agua se genera un cambio en las condiciones hidráulicas del río, impactando la capacidad de producir arrastre de sólidos. Ahora bien, si esta capacidad de arrastre es mayor al caudal sólido producirá la socavación local en la pila.

Según Campa et al. (2015), la socavación local en las pilas de los puentes se origina por el cambio de dirección de las líneas de corriente, por la turbulencia, la aceleración del flujo y los vórtices resultantes inducidos por la obstrucción al flujo (Raudkivi, 1986). En las pilas ubicadas dentro del cauce se producen turbulencias que hacen que el nivel del río descienda, especialmente alrededor de ellas, formando una fosa profunda por socavación causada por un sistema de vórtices, generados por la interferencia que causa la pila al flujo.

Pilán et al. (2005) indica que cuando una pila está inmersa en una corriente se modifican las condiciones del flujo en sus alrededores. Aguas arriba de una pila, el flujo pierde velocidad aumentando la presión de estancamiento y generando un gradiente de presión, el cual es responsable del flujo descendente. Este flujo impacta en el lecho produciendo

un surco al pie de la pila sobre la base del cual se inicia la fosa de socavación. El desarrollo de la fosa alrededor de la pila avanza mientras las partículas son removidas y transportadas fuera de ésta por el vórtice en herradura. El flujo descendente y dicho vórtice son los principales responsables de la socavación producida por la presencia de pilas (Melville & Coleman, 2000). Los vórtices en estela que surgen de la separación del flujo a ambos lados de la pila son trasladados por el flujo principal aguas abajo y actúan como aspiradoras, succionando el sedimento del lecho.

Ahora bien, las variables que inciden directa o indirectamente en el fenómeno de la socavación local lo convierten en un evento natural difícil de predecir y cuantificar. Sin embargo, el diseñador de puentes debe considerar y afrontar el fenómeno ya que de esto depende la definición de la profundidad de cimentación de las pilas.

Existe muchas variables que inciden en la socavación local en pilas de puentes, algunas de ellas tienen mayor o menor incidencia en la generación del fenómeno en estudio. En la bibliografía sobre el tema se han podido establecer cuatro grandes grupos de variables que determinan, de manera causal, la aparición de la socavación local en pilas de puentes (Juárez & Rico, 1991):

**1. Grupo 1. Variables hidráulicas**

- Velocidad media de la corriente
- Distribución de velocidades
- Dirección de la corriente con respecto al eje de la pila vista en planta
- Profundidad de la lámina de agua frente a la pila.

**2. Grupo 2. Variables geotécnicas**

- Diámetro de los granos
- Distribución granulométrica del material del fondo
- Formas de los granos
- Grado de cohesión o cementación
- Peso específico sumergido del grano
- Estratificación del subsuelo

**3. Grupo 3. Variables de forma**

- Ancho de la pila
- Relación largo-ancho
- Perfil de la sección horizontal

#### 4. Grupo 4. Variables de ubicación del puente

- Contracción en la sección
- Forma del río en planta
- Obras de control aguas arriba y aguas abajo

En el mismo sentido, Toapaxi (2015) indica que los factores que inciden en la generación de la socavación general y local son de tipo **geomorfológico** (vegetación, tipo de suelo en el borde, sinuosidad, ancho del cauce, pendiente longitudinal y pendiente de las laderas. Estos factores influyen más en la socavación general que en la local), **hidrológico** (precipitación, duración y frecuencia de la crecida), **hidráulico** (viscosidad, tensión tangencial, velocidad de caída, velocidad media del flujo, velocidad crítica y caudal) y **sedimentológico** (tipo de sedimento, tamaño de las partículas y caudal sólido). Para el caso de la socavación local en las pilas de los puentes, Melville & Coleman (2000) demuestran que los factores que inciden en la generación del fenómeno son: a) intensidad del flujo, b) profundidad del flujo, c) tamaño del sedimento, d) no uniformidad del sedimento, e) forma del pilote y f) alineación del pilote.

Campa et al. (2016) demuestra que los principales parámetros que intervienen en el proceso de erosión de las pilas son los **geométricos** (ancho de la pila, forma de la pila y ángulo de ataque de la corriente), los **hidráulicos** (velocidad de la corriente aguas arriba de la pila, el tirante hidráulico frente a la pila y peso específico del agua) y los **geotécnicos** (diámetro de las partículas del suelo y peso específico del suelo).

Por último, Álvarez (2016) señala que la profundidad generada por la socavación de equilibrio en una pila, según B.W. Melville (1988), está influenciada por las siguientes variables: densidad del agua (se asume constante para casos prácticos), densidad del sedimento (se asume constante para casos prácticos), viscosidad cinemática (se asume constante para casos prácticos), velocidad media de la corriente, profundidad del flujo, diámetro característico del sedimento, desviación estándar geométrica del sedimento (en

función del tamaño del sedimento), aceleración debida a la fuerza de gravedad, ancho de la pila, forma de la pila y ángulo de ataque del flujo que indirectamente considera la longitud de la pila. Además, indica que existen otras variables que inciden en la generación de la socavación, como el tiempo de duración del proceso erosivo, el tipo de sedimento (si es granular o cohesivo), la estratificación del lecho del río, la configuración del cauce, la presencia de hielo o basuras y el tamaño, incluyendo la posición de la cimentación.

De acuerdo con lo anterior, a continuación se resumen las variables que inciden en la generación del fenómeno de la socavación local en pilas de puentes (tabla 1).

**Tabla 1.** Variables de incidencia en el fenómeno de la socavación local en pilas de puentes identificadas por la bibliografía especializada.

<b>HIDRÁULICAS</b>	<b>GEOTÉCNICAS</b>	<b>DE FORMA</b>	<b>OTRAS</b>
Velocidad media de la corriente	Diámetro de los granos	Ancho de la pila	Contracción en la sección
Distribución de velocidades	Distribución granulométrica del material del fondo	Relación largo - ancho	Forma del río en planta
Dirección de la corriente con respecto al eje de la pila vista en planta	Formas de los granos	Perfil de la sección horizontal	Obras de control aguas arriba y aguas abajo
Profundidad de la lámina de agua frente a la pila	Grado de cohesión o cementación	Forma del pilote	Tipo de sedimento
Viscosidad	Peso específico sumergido del grano	Alineación del pilote	Caudal sólido
Tensión tangencial	Estratificación del subsuelo	Ángulo de ataque de la corriente	



Velocidad crítica	Peso específico del suelo
Caudal	
Peso específico del agua	

Fuente: Elaboración propia con base en Juárez & Rico (1991), Toapaxi (2015), Melville & Coleman (2000), Campa et al. (2016).

La socavación local en pilas de puentes es un problema que se ha abordado desde diferentes metodologías, las cuales buscan comprender sus causas, consecuencias e impactos en las etapas constructiva, operativa y de mantenimiento de los puentes. Entre las metodologías más utilizadas para la comprensión de este fenómeno se encuentran el conocimiento de la mecánica del fenómeno de la socavación mediante modelos físicos, las formulaciones empíricas y semiempíricas y los modelos matemáticos.

La estimación confiable de la socavación potencial que puede experimentar la pila de un puente es difícil de obtener porque este fenómeno depende de variables dinámicas como las características de la crecida (intensidad), el grado de repetición y la transitoriedad del evento. Otras razones que dificultan su cálculo preciso se relacionan con la carencia de datos de campo fiables y la falta de disponibilidad de dispositivos automáticos de medición en tiempo real (Amsler, 2000).

Según Campa et al. (2016), Rodríguez (2013), Melville (1988) y Álvarez (2016), existe gran cantidad de metodologías para calcular la socavación local en pilas de puentes, pero los resultados de estas ecuaciones son muy dispares entre ellos y, en ocasiones, arrojan diferencias considerables. Por esta razón, actualmente no se puede precisar una metodología que resuelva rigurosamente el problema de socavación local.

En su labor, el proyectista generalmente se enfrenta con diversas metodologías de cálculo y resultados diferentes, por lo cual debe apelar a su experiencia profesional para adoptar la que más se ajuste a la realidad (Plata et al. 1999). Cualquiera sea su decisión

impactará directamente en los costos de construcción, operación y mantenimiento de los puentes y, peor aún, en su colapso.

A continuación se presenta una revisión bibliográfica de algunas metodologías o ecuaciones para la estimación de la socavación local en pilas de puentes.

Laursen & Toch (1956) propusieron una ecuación para calcular la socavación local en pilas de puentes. Esta investigación la desarrollaron en el Instituto de Investigación Hidráulica de Iowa en cooperación con la Comisión Estatal de Carretera y la Oficina de Carreteras Públicas de esta ciudad. Realizaron un modelo físico y calibrado con datos del río Skunk. Los autores realizaron la modelación en condiciones de transporte de sedimentos en el modelo físico.

Los investigadores concluyeron que la socavación local en la pila de un puente está en función de la forma, el ancho y el diámetro de la pila, de la relación del tirante de agua y del ángulo de ataque del agua a la pila. Con base en esto, los autores propusieron la siguiente ecuación:

$$d_s = K_f K_g K_\theta a$$

donde

$d_s$  = profundidad de socavación, desde el fondo del lecho del río.

$K_f$  = factor en función de la forma de la pila.

$K_g$  = factor en función de la relación  $H_s/a$ , donde  $H_s$  es el tirante (m) y  $a$  es el ancho de la pila.

$K_\theta$  = factor en función del ángulo de ataque al frente de la pila.

$a$  = ancho de la pila en metros (m).

Álvarez (2016) indica que Neill presentó un ajuste a esta ecuación, en la cual estima la socavación local en pilas de puentes circulares y rectangulares de la siguiente forma:

$$d_s = 1,5 a^{0,7} h^{0,3}$$

donde

$d_s$  = profundidad de socavación, desde el fondo del lecho del río.

$a$  = ancho de la pila en metros (m).

$h$  = profundidad del flujo aguas arriba de la pila en metros (m).

Rodríguez (2013) y Álvarez (2016) presentan la ecuación de Larras, deducida a partir de datos de socavación de pilas de varios puentes de Francia.

$$d_s = 1,05 K a^{0,75}$$

donde

$d_s$  = profundidad de socavación, desde el fondo del lecho del río.

$a$  = ancho de la pila en metros (m).

$K$  = factor de corrección combinado de Larras  $K = K_f K_\theta$ .

$K_f$  = factor en función de la forma de la pila.

$K_\theta$  = factor en función del ángulo de ataque al frente de la pila.

Para el caso de pilas circulares,  $K_f$  y  $K_\theta$  es igual a 1,0.

Rodríguez (2013) señala que Laursen presentó una ecuación (Laursen I), deducida inicialmente para pilas rectangulares considerando transporte de sedimentos. Para el caso de pilas con nariz redondeada el coeficiente de 1,5 se sustituye por 1,2, como se muestra a continuación:

$$d_s = 1,5 a^{0,70} h^{0,3}$$

donde

$d_s$  = profundidad de socavación, desde el fondo del lecho del río.

$a$  = ancho de la pila en metros (m).

$h$  = profundidad del flujo aguas arriba de la pila en metros (m).

Álvarez (2016) indica que el holandés Breusers presentó en 1965 una ecuación muy sencilla que estima la socavación local en pilas de puentes circulares en la cual la socavación sólo depende del ancho de la pila, como se describe a continuación:

$$d_s = 1,4a$$

donde

$d_s$  = profundidad de socavación, desde el fondo del lecho del río.

$a$  = ancho de la pila en metros (m).

Rodríguez (2013) presenta un grupo de ecuaciones para calcular la socavación local en pilas, las cuales se describen a continuación:

### Shen I

$$d_s = 0,00073R_e^{0,619}$$

donde

$d_s$  = profundidad de socavación, desde la cota media del lecho del río.

$R_e$  = número de Reynolds de la pila,  $R_e = Va/n$ .

$a$  = ancho de la pila en metros (m).

$V$  = velocidad media del flujo aguas arriba (m/s).

$n$  = viscosidad cinemática del agua ( $m^2/s$ ).

### Shen II-1

$$\frac{d_s}{a} = 11,0F_{rp}^2$$

### Shen II-2

$$\frac{d_s}{a} = 3,4F_{rp}^{0,67}$$

donde

$d_s$  = profundidad de socavación, desde la cota media del lecho del río.

$F_{rp}$  = número de Froude de la pila,  $F_{rp} = V/\sqrt{ga}$ .

$a$  = ancho de la pila en metros (m).

$V$  = velocidad media del flujo aguas arriba (m/s).

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

### Coleman

$$d'_s = 1,054V^{0,1}a^{0,9}$$

donde

$d'_s$  = profundidad de socavación debajo del nivel del lecho aguas arriba.

$a$  = ancho de la pila en metros (m).

$V$  = velocidad media del flujo aguas arriba (m/s).

Juárez & Rico (1991) relatan que en la Estación Central de Investigaciones de Agua y Fuerza de Poona, India, se realizaron ensayos para estimar la socavación generada por una pila en el centro de la corriente, cuyo material de fondo era arena uniforme con un diámetro medio de 0,29 mm. La ecuación es la siguiente:

$$\frac{d_s}{a} = 2,32 \left( \frac{q^{2/3}}{a} \right)^{0,78}$$

donde

$d_s$  = profundidad de socavación, desde la superficie del agua.

$q = Q/b$ .

$b$  = ancho medio de la sección aguas arriba en metros (m).

$a$  = ancho de la pila en metros (m).

### **Blench**

Deducida de la ecuación de Inglis-Poona,

$$\frac{d_s}{Y_r} = 1,8 \left( \frac{a}{Y_r} \right)^{1/4}$$

donde

$d_s$  = profundidad de socavación, desde la superficie del agua.

$Y_r$  = profundidad del régimen de flujo =  $1,84 \left( \frac{q^2}{F_b^{1/3}} \right)$ .

$q = Q/b$ .

$F_b = 1,9d_m^{1/2}$  (mm).

$a$  = ancho de la pila en metros (m).

$d_m$  = diámetro medio de las partículas del lecho (m).

## Ahmad

Rodríguez (2013) señala que esta fórmula se dedujo a partir de datos obtenidos en diversos ríos de Pakistán con transporte de sedimentos.

$$d_s = Kq^{2/3}$$

donde

$d_s$  = profundidad de socavación, desde la superficie del agua.

$K$  = factor de corrección por la forma de la pila,  $1,9 < K < 3,4$ .

$q = Q/b$ .

## Arunachalam

Deducida de la ecuación de Inglis-Poona,

$$\frac{d_s}{Y_r} = 1,95 \left( \frac{a}{Y_r} \right)^{1/6} - 1$$

donde

$d_s$  = profundidad de socavación, desde el nivel del lecho de aguas medias (m).

$Y_r$  = profundidad del régimen de flujo =  $1,33 \left( \frac{q^2}{f} \right)^{1/3}$ .

$q = Q/b$ .

$f$  = factor de turbidez =  $1,76d_m^{1/2}$ .

$a$  = ancho de la pila en metros (m).

$d_m$  = diámetro medio de las partículas del lecho (m).

De acuerdo con los conceptos planteados, resulta importante evaluar las metodologías y ecuaciones existentes tomando como referencia los ensayos que se realizaron en este trabajo de investigación para recomendar la o las metodologías que permitan calcular la socavación local en pilas de puentes.

## 1.1. Antecedentes

Para abordar el problema de la socavación local en pilas de puentes se realizó una revisión bibliográfica en bases de datos académicas, con el fin de identificar trabajos de investigación que consideren diferentes variables o tengan el mismo objetivo de esta investigación.

Los trabajos consultados permitieron establecer que el estudio del fenómeno de la socavación local en pilas de puentes se ha enfocado principalmente en dos categorías: 1) **determinación de las principales causas**, que permite identificar las variables determinantes en dicho fenómeno y pueden ser medibles en el laboratorio; 2) **señalamiento de casos emblemáticos** de estructuras con problemas de socavación. Estas investigaciones posicionan el problema de la socavación como un factor de riesgo al que se ven sometidas las estructuras que pueden llegar a generar desastres y afectaciones a los usuarios.

Según Muñoz et al. (2012) el 27% de los colapsos de los puentes en el ámbito internacional se produjeron por socavación relacionada con inundaciones y falta de área hidráulica, desastres naturales, afectación local y global en la cimentación de pilas, estribos y aletas, acumulación de escombros y afectación de las márgenes. Así mismo, señala que en el mundo se han presentado 71 sucesos de socavación en Estados Unidos y Europa, de los cuales el 73% se relacionan con socavación de pilas de puentes.

Con base en esto, a continuación se presenta un resumen de los colapsos históricos de puentes que se han presentado en el mundo (tabla 2).

Tabla 2 Colapsos históricos de puentes. Fuente: Muñoz et al. (2012)

<b>Número</b>	<b>Nombre</b>	<b>País</b>	<b>Año</b>	<b>Breve descripción/causas</b>
1	Dever, Oklahoma	Estados Unidos	1906	Marea alta y presión de escombros: derrumbamiento de estructura
2	Branxholme Rail Bridge	Nueva Zelanda	1916	Socavación en pilas
3	Ashburton River	Nueva Zelanda	1931	Socavación general: afectación de pilas
4	Bridges over Weser River	Alemania	1947	Inundaciones y hielo flotante: afectación del

<b>Número</b>	<b>Nombre</b>	<b>País</b>	<b>Año</b>	<b>Breve descripción/causas</b>
	Bremen			puente
5	Bridges over Mosel River near Koblenz	Alemania	1947	Inundaciones y hielo flotante: afectación del puente
6	Mahitahi River	Nueva Zelanda	1955	Socavación y acumulación de desechos: afectación de pilas
7	Motorway Bridge near Salzburg	Austria	1959	Socavación por inundaciones
8	Interstate 29 West Bridge	Estados Unidos	1962	Desastre natural. Inundaciones y socavación
9	Puente cerca de Charleston, SC Copper River	Estados Unidos	1965	Desastre natural. Inundaciones y socavación
10	Esslingen Bridge	Alemania	1969	Inundaciones durante construcción
11	Drinsollie Bridge Inverness	Inglaterra	1973	Una luz colapsó por afectación en estribo. Afectación de fundación
12	Rangitikei River	Nueva Zelanda	1973	Flujo lateral del río: socavación en una de sus pilas
13	Interstate 17 Bridge Black Canyon, AZ	Estados Unidos	1978	Desastre natural. Inundaciones y socavación
14	Mt. White	Nueva Zelanda	1979	Socavación y falla de una pila local: acumulación de desechos sobre una de sus pilas produjo socavación local
15	Waitaki River	Nueva Zelanda	1980	Flujo de agua: erosión de las pilas
16	Little Man River	Nueva Zelanda	1980	Socavación general sobre pilas
17	Blackmount Road Bridge	Nueva Zelanda	1980	Socavación de una pila a 2 metros de profundidad
18	Bridge over a river British Columbia	Canadá	1981	Socavación e inundaciones
19	Two-span truss bridge over Traun River between Linz	Austria	1982	Socavación



<b>Número</b>	<b>Nombre</b>	<b>País</b>	<b>Año</b>	<b>Breve descripción/causas</b>
	and Selzthal			
20	Waitangitona	Nueva Zelanda	1982	Acumulación de desechos: socavación local
21	Bullock Creek	Nueva Zelanda	1983	Inundación y socavación
22	Whakatone	Nueva Zelanda	1983	Erosión de la ribera del río y socavación de estribo del puente
23	Bridge between Jabalpur and Gandia Modhya Prodesh	India	1984	Socavación en pilas
24	Waianiwa Stream N 1	Nueva Zelanda	1984	Socavación de la ribera del río y afectación en estribos
25	Branxholme Rail Bridge	Nueva Zelanda	1984	Socavación en pilas
26	Thames	Nueva Zelanda	1985	Socavación de la rivera del rio y afectación en estribos
27	Schoharie Creek Bridge near Fort Hunter, NY	Estados Unidos	1987	Inundaciones y socavación
28	Glanryhd Railway Bridge over River Towy near Llandeilo, Wales	Inglaterra	1987	Inundaciones y colapso al paso de un tren
29	Schoharie Creek	Holanda	1987	Socavación local: colapso de dos pilas
30	Arahura River	Nueva Zelanda	1988	Erosión de la ribera del río aguas arriba
31	Waipoao	Nueva Zelanda	1988	Gran inundación que amplió el ancho del canal
32	Wairoo	Nueva Zelanda	1988	Inundación y acumulación de material: afectación de pilas de la estructura
33	Hall's Access	Nueva Zelanda	1988	Socavación local y general sobre pilas
34	Mangaheio N 2	Nueva Zelanda	1988	Socavación local y general sobre pilas
35	Mangaheio N 5	Nueva Zelanda	1988	Acumulación de material sobre pilas y tendencia del río a

<b>Número</b>	<b>Nombre</b>	<b>País</b>	<b>Año</b>	<b>Breve descripción/causas</b>
				afectar márgenes
36	Inverness, Scotland	Inglaterra	1989	Inundaciones fuertes
37	New River	Nueva Zelanda	1989	Socavación en pilas
38	Stony Creek	Nueva Zelanda	1989	Socavación y acumulación de desechos sobre pilas
39	Five-span box girder motorway bridge over Inn River near Kufstein	Austria	1990	Socavación y asentamiento
40	Blackmount Road Bridge	Nueva Zelanda	1991	Socavación de pila central con profundidad de 2 a 3 m
41	Five-span bridge at Forteviot (May River) 10km south of Perth, Scotland	Inglaterra	1993	Inundación y socavación
42	Saylorville Dam, Iowa	Estados Unidos	1993	Inundación: socavación de cimentación del puente
43	Taiwán	China	1993	Socavación de cimentación del puente
44	Lottery River	Nueva Zelanda	1993	Socavación de márgenes y de estribo. Profundidad de socavación entre 1,5 y 2 m.
45	Oreti River	Nueva Zelanda	1994	Socavación en pilas
46	Camerons Creek	Nueva Zelanda	1994	Erosión de la ribera del río y socavación del estribo del puente
47	Branxholme Rail Bridge	Nueva Zelanda	1994	Socavación general y acumulación de desechos
48	Ohutu	Nueva Zelanda	1994	Socavación local y general
49	Twin 1-5 Bridges. Coalinga, CA	Estados Unidos	1995	Socavación de fundaciones
50	Tennessee River Bridge Clifton, TN	Estados Unidos	1995	Socavación
51	Bridge in Braz, Vorarlberg	Austria	1995	Socavación y accidente de tren

<b>Número</b>	<b>Nombre</b>	<b>País</b>	<b>Año</b>	<b>Breve descripción/causas</b>
52	Waitaki River N 1	Nueva Zelanda	1995	Socavación local y general
53	Walnut Street Bridge, Harrisburg, PA	Estados Unidos	1996	Daño por socavación y hielo
54	Hatchie River Bridge near Conington, TN	Estados Unidos	1999	Socavación de bases
55	Bridge over river Lisbon	Portugal	2001	Socavación y accidente de bus
56	Bridges in Germany South and East	Alemania	2002	Grandes inundaciones: afectación de puentes de este a oeste
57	Bridges in Austria. Various locations	Austria	2002	Inundaciones
58	Two bridges. Central China	China	2002	Inundaciones
59	Long Span suspension over river Daman	India	2003	Inundaciones
60	Interstate 20 bridge on Salt Draw River near Pecos, TX	Estados Unidos	2004	Inundaciones
61	Lee Roy Selmon Expressway Tampa Bay, FL	Estados Unidos	2004	Socavación
62	Rural Bridge (Beaver Dam Creek) near Shelby, NC	Estados Unidos	2004	Desastre natural
63	Bridge over river Seoul	Corea del Sur	2004	Socavación
64	Bridge (Nalgonda District) near Veligonda	India	2005	Socavación
65	Railway Bridge	India	2005	Inundación y socavación
66	River bridge 40km west of Charters Towers Queensland	Austria	2005	Inundación
67	Feltham	Inglaterra	2009	afectación en cimentación
68	Broadmadow	Irlanda	2009	Derrumbamiento parcial por alta marea

<b>Número</b>	<b>Nombre</b>	<b>País</b>	<b>Año</b>	<b>Breve descripción/causas</b>
69	Elkhorn River Bridge	Estados Unidos	2010	Socavación de bases
70	Carrabassett River Bridge	Estados Unidos	2011	Inundaciones y socavación en las bases
71	USH 310 Bridge	Estados Unidos	2012	Socavación general

Según Arneson et al. (2012), la causa más común de fallas en los puentes proviene de las inundaciones que arrastran el lecho de los ríos exponiendo los cimientos de los puentes. Durante las inundaciones en la primavera de 1987 en los Estados Unidos, 17 puentes en Nueva York y Nueva Inglaterra fueron afectados o destruidos como consecuencia de la socavación. Arneson señala, además, que debido a las inundaciones ocurridas en Pensilvania, Virginia y Virginia Occidental en 1985, 73 puentes colapsaron producto de la generación del fenómeno de la socavación.

Según estudios que realizó en 1973 la Administración Federal de Carreteras de los Estados Unidos (FHWA), de los 383 puentes que colapsaron por inundaciones catastróficas, el 25% correspondió a daños en los pilares y el 75% a afectación de los estribos.

Así mismo, la FHWA estableció que en 1978 y 1993 los problemas de socavación en pilares eran similares a los de los estribos y que como consecuencia de la inundación de la cuenca alta del río Mississippi en 1993 que causó el colapso de 23 puentes, 14 fueron por socavación en estribos, dos en pilares, tres en estribos y pilares, dos por inundación de dique lateral, uno por carga de escombros y uno por causa desconocida.

Con base en información de Arneson et al. (2012), la tormenta Alberto que inundó en 1994 el estado de Georgia causó daños en más de 500 puentes, de los cuales 31 experimentaron de 15 a 20 pies de socavación por contracción o degradación a largo plazo, además de la socavación local, lo cual obligó a su remplazo. Además, de los más de 150 puentes que se identificaron como dañados, el Departamento de Transporte de Georgia (Gadot) recomendó que se repararan o remplazaran 73 más. El daño total al sistema de autopistas fue de aproximadamente US\$130 millones.

El principal análisis del fenómeno de la socavación en pilas de puentes en Colombia es el estudio de Muñoz et al. (2009), el cual señala que entre 1986 y 2001 (tabla 3) colapsaron en el país 63 puentes por diversas causas, entre ellas la socavación local de pilas. A continuación se presenta un inventario de estos hechos.

Tabla 3. Inventario de puentes colapsados en Colombia entre 1986 y 2001.

N	Fecha del colapso	Nombre del puente	Causa del colapso	N	Fecha del colapso	Nombre del puente	Causa del colapso
1	1986	Cobaría	Socavación	32	1997	La Granja	Atentados terroristas
2	04/05/1993	El Limón	Fallo catastrófico	33	1997	La Conguta	Atentados terroristas
3	03/10/1993	Samaná	Deficiencias estructurales	34	1997		Atentados terroristas
4	16/06/1994	El Secreto	Socavación	35	1997	Villartega	Atentados terroristas
5	26/05/1994	Guillermo León Valencia	Socavación	36	02/10/1997	Maizaro	Deficiencias construcción
6	27/05/1994	Barranca de Upiá	Socavación	37	97	Matanzas	Fallo catastrófico
7	06/06/1994	Los Angeles	Deficiencias estructurales	38	15/04/1998	Recio	Deficiencias estructurales
8	jul-94	Río Casanare	Socavación	39	04/10/1998	Apure	Sobrecarga e impacto
9	jul-94	Río Carare	Socavación	40	02/12/1998	Viao	Atentados terroristas
10	29/11/1994	Río Pató	Socavación	41	01/11/1999	La Gomez	Socavación
11	11/11/1994	San Luis	Socavación	42	12/04/1999	Tasido	Atentados terroristas
12	01/06/1994	Avirama	Fallo catastrófico	43	16/09/1999	Argelino Duran Quintero	Sobrecarga e impacto
13	02/06/1994	Itaibe	Fallo catastrófico	44	1999	Peatonal autopista norte con 122.	Deficiencias estructurales
14	03/06/1994	Juntas	Fallo catastrófico	45	1999	Peatonal calle 26 con avenida 68.	Deficiencias construcción
15	04/06/1994	Naranjal	Fallo catastrófico	46	abr-00	El Caminito	Atentados terroristas
16	05/06/1994	Nolasco	Fallo catastrófico	47	abr-00	Costa Rica	Atentados terroristas
17	06/06/1994	Moras	Fallo catastrófico	48	21/03/2000	Cubugón	Atentados terroristas
18	07/06/1994	Cohentando	Fallo catastrófico	49	10/04/2000	La Honda	Atentados terroristas
19	08/06/1994	Ricaurte	Fallo catastrófico	50	20/05/2000	Pontón Cuchuca	Atentados terroristas
20	09/06/1994	Simbola	Fallo catastrófico	51	09/07/2000	Pontón	Atentados terroristas
21	10/06/1994	Capri	Fallo catastrófico	52	12/06/2000	Colorado	Atentados terroristas
22	11/06/1994	La Troja	Fallo catastrófico	53	15/09/2000	Pontón Tolima	Atentados terroristas
23	12/06/1994	El Guajiro	Socavación	54	10/02/20001	Río Negro	Atentados terroristas
24	13/06/1994	Itaibe	Fallo catastrófico	55	ago-00	Penjamo	Atentados terroristas
25	14/06/1994	Nolasco	Fallo catastrófico	56	2000	Tobia-Grande Puerto Salgar	Deficiencias construcción
26	20/06/1995	Heredia	Deficiencias estructurales	57	01/07/2000	Guaduas-Cabezas	Socavación
27	07/01/1996	Pescadero	Deficiencias estructurales	58	09-200	Tobasía	Socavación
28	18/01/1996	Purnio	Falta de mantenimiento	59	nov-00	Molino Viejo	Atentados terroristas
29	ago-96	Río Sevilla	Sobrecarga e impacto	60	2000	Unete	Socavación
30	abr-96	Sabandija	Socavación	61	feb-01	El Mango	Atentados terroristas
31	19/11/1996	Jorge Gaitán Durán	Socavación	62	feb-01	Paso a desnivel	Atentados terroristas
				63	feb-01	El Caminito	Atentados terroristas

Fuente: Muñoz et al. (2009).

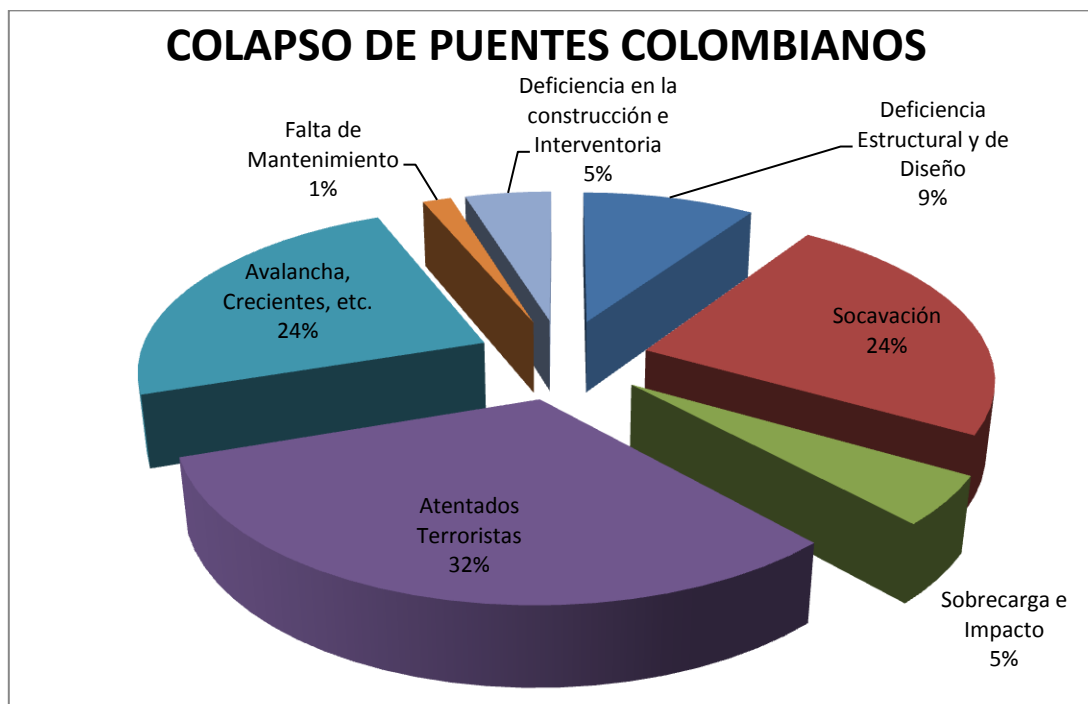
Como se evidencia en la tabla anterior, el principal factor de colapso en los puentes colombianos son los atentados terroristas, que es un elemento externo y ajeno a su diseño, construcción y funcionamiento. A continuación se presenta una estadística incluyendo este factor y sin él (tablas 4 y 5), (gráficas 1 y 2).

Tabla 4. Estadística del colapso de los puentes colombianos

COLAPSO DE PUENTES COLOMBIANOS		
CAUSA PRINCIPAL	NÚMERO DE PUENTES	%
Deficiencia estructural y de diseño	6	9
Socavación	15	24
Sobrecarga e impacto	3	5
Atentados terroristas	20	32
Avalancha, crecientes, etc.	15	24
Falta de mantenimiento	1	1
Deficiencia en la construcción e interventoría	3	5
	63	100

Fuente: Muñoz et al. (2009).

Gráfica 1. Colapso de puentes colombianos



Fuente: Información tomada de Muñoz et al. (2009).

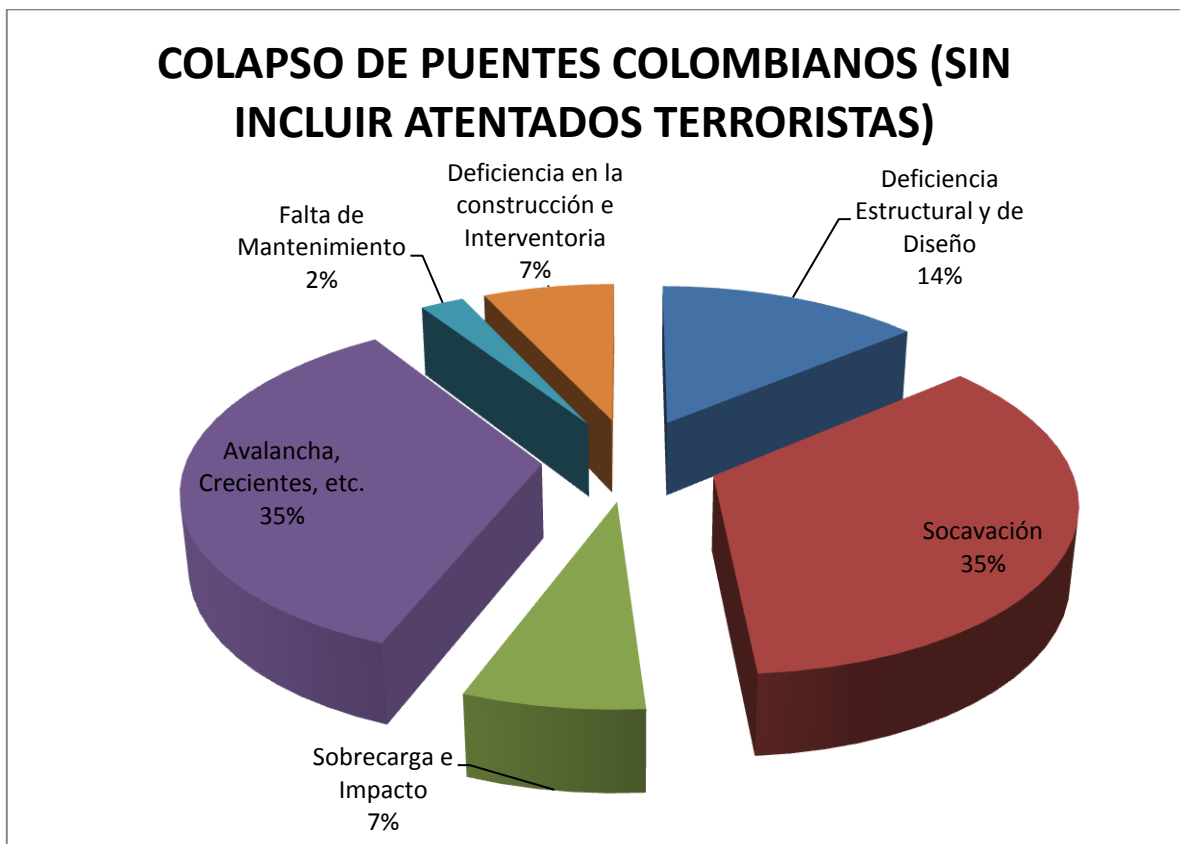
Tabla 5. Estadística de los colapsos de los puentes colombianos (sin incluir atentados terroristas)

COLAPSOS DE PUENTES COLOMBIANOS (SIN INCLUIR ATENTADOS TERRORISTAS)		
CAUSA PRINCIPAL	NÚMERO DE PUENTES	%
Deficiencia estructural y de diseño	6	14
Socavación	15	35

COLAPSOS DE PUENTES COLOMBIANOS (SIN INCLUIR ATENTADOS TERRORISTAS)		
CAUSA PRINCIPAL	NÚMERO DE PUENTES	%
Sobrecarga e impacto	3	7
Avalancha, crecientes, etc.	15	35
Falta de mantenimiento	1	2
Deficiencia en la construcción e interventoría	3	7
	43	100

Fuente: Muñoz et al. (2009).

Gráfica 2. Colapsos de puentes colombianos (sin incluir atentados terroristas)



Fuente: información tomada de Muñoz et al. (2009).

Como se puede apreciar en la tabla 5 y la gráfica 2, el 35% de los colapsos en estos puentes se debió al fenómeno de socavación, 35% a crecientes y avalanchas, 14% a deficiencias estructurales, 7% a deficiencias en la construcción, 7% a sobrecarga e impacto y 2% a fallas en el mantenimiento.

Si bien es cierto, la socavación local en pilas de puentes se ha venido investigando durante décadas, se puede concluir que este problema no se ha solucionado totalmente, ya que aún se siguen presentando daños y colapsos producto de la socavación que experimentan estas estructuras debido a eventos extremos. Por esta razón se considera necesario estudiar dicho fenómeno y aportar en este campo de la ingeniería.

## 1.2. Estado del arte

La búsqueda de información en diversos textos para conocer sobre un fenómeno en especial permite analizar el problema, los temas, los contextos y las metodologías utilizadas para su estudio. Para este trabajo se realizó un análisis bibliográfico en bases de datos académicas, con el objetivo de identificar los referentes teóricos expresados en investigaciones recientes que mostraran la forma como se ha abordado y medido el problema de la socavación, sus causas y consecuencias.

A continuación se relacionan las investigaciones académicas nacionales e internacionales que se consultaron, clasificadas en artículos, libros, estudios, etc. (tabla 6).

Tabla 6. Investigaciones académicas nacionales e internacionales.

No .	NOMBRE DE LA INVESTIGACIÓN	TIPO	ÁREA	AÑO	AUTOR	TEMA GENERAL
1	Clear-water scour at cylindrical piers	Artículo	Internacional	1983	Arved J. Raudkivi y Robert Ettema	Metodología propuesta a través de la modelación física en laboratorio
2	Design method for local scour at bridge piers	Artículo	Internacional	1988	B. W. Melville y A. J. Sutherland	Metodología propuesta a través de la modelación física en laboratorio
3	Wake vortex scour at bridge piers	Artículo	Internacional	1991	Michael A. Stevens, Mohamet M. Gasser y Mohamed B. A. M. Saad	Métodos de medición de socavación a través de modelación física en laboratorio aplicando estudio de casos.



No .	NOMBRE DE LA INVESTIGACIÓN	TIPO	ÁREA	AÑO	AUTOR	TEMA GENERAL
4	Revisión de ecuaciones que predicen la socavación local alrededor de pilas de puente	Artículo	Nacional	1991	Chandra Nalluri, Juan G. Saldarriaga y Francisco Plata	Métodos de medición de socavación a través de modelación física en laboratorio aplicando estudio de casos.
5	Análisis de metodologías para predecir la socavación local en pilas complejas	Simposio	Regional	2005	María Teresita Pilán, Jimena Trejo Chazarreta, Francisco José Pece Azar, Mónica Teresa Mattar, Luis Alejandro Olmos	Métodos de medición de socavación a través de modelación física en laboratorio aplicando estudio de casos.
6	Erosión local en pilas de puente complejas	Simposio	Regional	2009	Pablo Spalletti y José Daniel Brea	Métodos de medición de socavación a través de modelación física en laboratorio aplicando estudio de casos.
7	Evaluation of Existing Equations for Local Scour at Bridge Piers	Artículo	Internacional	2014	D. M. Sheppard, A.M.ASCE1; B. Melville, M.ASCE2; and H. Demir, M.ASCE3	Métodos de medición de socavación a través de modelación física en laboratorio aplicando estudio de casos.
8	Methods for quantification of local scour at bridge piers	Artículo	Internacional	2015	Antonio Campa Rodríguez y Fernando Rafael Astorga Bustillos	Variables determinantes en la socavación
9	Análisis de la socavación en cauces naturales	Artículo	Regional	2015	Toapaxi. J., Galiano, L., Castro, M., Hidalgo, X. y	Variables determinantes en la socavación

No .	NOMBRE DE LA INVESTIGACIÓN	TIPO	ÁREA	AÑO	AUTOR	TEMA GENERAL
					Valencia, N.	

Las investigaciones consultadas permiten establecer que el fenómeno de la socavación local en pilas de puentes se ha estudiado teniendo en cuenta los siguientes aspectos:

1) **Determinación de las principales variables de incidencia.** Se busca establecer los principales aportes teóricos sobre el tema de estudio. A partir del análisis bibliográfico se identificaron las variables determinantes en el fenómeno de la socavación, las cuales se pueden reproducir en el laboratorio.

2) **Estudios experimentales** utilizados para la medición del fenómeno de la socavación con base en las variables tenidas en cuenta para dicho fin. En conjunto, las investigaciones consideran el problema de la socavación como un factor de riesgo al que se ven sometidas las estructuras, lo cual puede generar en desastres y afectaciones a los usuarios.

A continuación se presenta una breve reseña de las investigaciones en las que se incluyen las bases teóricas que se tuvieron en cuenta para el desarrollo del presente proyecto.

1) Arved, J. Raudkivi y Robert Ettema

En 1983 estos autores realizaron una investigación de la socavación en pilas circulares en agua clara en lecho no cohesivo, mediante modelación física de laboratorio. Concluyeron que la profundidad de equilibrio de la socavación local está relacionada con la distribución del tamaño medio de la partícula del material del lecho, en relación con el diámetro de la pila, y también por la profundidad de flujo en relación tanto con el diámetro de la pila como con el tamaño promedio de la partícula del material del lecho.

A continuación se resumen las principales conclusiones planteadas por estos autores:

1. La profundidad de equilibrio de la socavación local en aguas claras está relacionada con la clasificación del sedimento del lecho. Los autores plantean que

cuando la desviación estándar geométrica de la distribución del tamaño de partícula aumenta las profundidades de equilibrio disminuyen.

2. La profundidad de equilibrio de la socavación local se reduce con la disminución del tamaño relativo del diámetro de la pila.

3. La profundidad máxima de equilibrio de la socavación local en aguas claras es función de la profundidad relativa,  $y_0 / D$ , y el tamaño relativo,  $D / d_{50}$  (donde  $y_0$  es la profundidad de la lámina de agua frente a la pila,  $D$  profundidad de socavación y  $d_{50}$  el tamaño característico del material del lecho).

En 1986 Arved J. y Raudkivi publicaron una investigación a través de un modelo físico de laboratorio, en la cual indican que la profundidad de socavación local en pilas de puentes depende principalmente de la velocidad de corte o la relación de la velocidad media con el valor al comienzo del movimiento de sedimentos (inicio de movimiento incipiente),  $u_* / u_{*c}$  (donde  $u_*$  es la velocidad de corte y  $u_{*c}$  es la velocidad de corte crítica); el tamaño de los sedimentos y la profundidad de flujo en relación con el ancho de la pila.

Estos resultados muestran que los factores que generan la profundidad de socavación en la pila de un puente en flujo subcrítico son los siguientes:

1. El ancho o diámetro de la pila.
2. El tipo y clasificación de los sedimentos.
3. La profundidad de flujo relativa al ancho o diámetro de la pila.
4. El tamaño del sedimento en relación con el ancho o diámetro de la pila.
5. La alineación de las pilas.

Estos estudios señalan que la forma de las pilas tiene un efecto mínimo en la generación de la socavación, mientras que los efectos aleatorios como las balsas de escombros flotantes o hielo atrapado en el muelle impactan en mayor medida dicho fenómeno. Por otra parte, concluyen que el patrón de tendencia para la profundidad de socavación en una pila de un puente está en función de  $u_* / u_{*c}$  o  $U / U_c$  (donde  $u_*$  es la velocidad de corte y  $u_{*c}$  la velocidad de corte crítica), y el sedimento permite una estimación racional de la

probable socavación para determinados parámetros de flujo y sedimento. Por lo tanto, en arena uniforme, la relación de la profundidad de socavación ( $D$ ) con respecto al ancho de la pila ( $b$ ) esto es  $D/b$ , es igual o menor que 2.0, mientras que para sedimentos uniformes no ondulados es posible 2,3. En gravas no uniformes la mayor profundidad de erosión ocurre cuando las condiciones de flujo persisten justo por debajo del límite crítico del esfuerzo cortante para un lecho acorazado.

## 2) B. W. Melville y A. J. Sutherland

En 1988 se publicó una investigación realizada por B. W. Melville y A. J. Sutherland, quienes propusieron un método de diseño para estimar la socavación local en pilas de puentes, cuyo objetivo principal era calcular la socavación local de equilibrio que se presenta en las pilas de los puentes.

Este método se basa en curvas de envolventes elaboradas por medio de datos obtenidos experimentalmente a través de modelación física en laboratorio. Las variables que consideraron fueron la velocidad y la profundidad del flujo, el tamaño y la gradación del sedimento, el diámetro, la forma y la alineación de la pila con respecto al flujo. La estimación de la socavación local propuesta por este método se basa en determinar la mayor profundidad posible que puede ocurrir en una pila circular. La investigación propone que la máxima profundidad posible generada es de  $2,4 D$ , donde  $D$  es el diámetro de la pila.

Los autores proponen reducir esta profundidad utilizando unos factores multiplicadores, los cuales se aplican cuando existen condiciones de agua clara ( $K_r$ ), cuando la profundidad del flujo es relativamente poco profunda ( $K_y$ ) y el sedimento es relativamente grande ( $K_d$ ). Para el caso de pilas no circulares se aplican dos factores multiplicadores:  $K_s$  (el de forma, que puede tener valores de hasta 1,4) y  $K_a$  (el de alineación, que puede ser tan grande como 7,0).

## 3) Michael A. Stevens, Mohamet M. Gasser y Mohamed B. A. M. Saad

En 1991 se publicó la investigación de estos autores, relativa a los efectos de la estela generada por el vórtice en las pilas aguas abajo de los puentes. Ellos indican que en la

mayoría de los puentes la estela del vórtice es insignificante, pero en ríos de aguas claras, que fluyen sobre arena fina, esta forma de socavación local puede ser muy grande.

Los autores analizaron información obtenida de los puentes Tahrir e Imbaba sobre el río Nilo, en El Cairo. Los fosos profundos de aguas abajo de las grandes pilas circulares (10 y 15 m de diámetro) son ocasionados por los campos de velocidades en la intersección de las corrientes, generando los vórtices de estela en la parte posterior de las pilas.

La profundidad de la socavación del flujo debido a estos vórtices de estela se encontraron entre 8 y 11 m, siendo la normal de 8 m, aproximadamente. Dichas profundidades se pueden considerar como una corriente de agua casi transparente, ya que los puentes están en agua estancada, la velocidad es inferior a 1 m/s y el transporte de sedimentos es muy bajo.

De información recopilada entre 1981 y 1989, los investigadores concluyeron que los profundos fosos de arrastre aguas abajo de las grandes pilas circulares en el Tahrir y los puentes de Imbaba sobre el río Nilo se produjeron por los conflictos de los campos de velocidad en la intersección de las corrientes de vórtices de estela.

La socavación generada por la estela del vórtice se desarrolla río abajo, lejos de la pila, pero esta socavación puede ser considerablemente importante cuando un puente se construye inmediatamente aguas abajo de otro, como por ejemplo puentes gemelos en carreteras divididas.

#### 4) Plata, F., Saldarriaga, J. y Nalluri, C.

Estos autores revisaron las ecuaciones que predicen la socavación local alrededor de pilas de puentes. En su investigación corrigen algunas ecuaciones encontradas en la bibliografía especializada utilizando la variación de las constantes y los exponentes, de tal forma que se ajustaran con las mismas variables propuestas por los autores a algunos datos de campo y de laboratorio.

Adicionalmente, plantearon algunas diferencias entre posibles ecuaciones de cálculo obtenidas de datos de campo y de laboratorio, y grupos resultantes de la mezcla de estos dos.

Esta investigación utilizó datos de campo medidos principalmente en puentes ubicados en la India, recopilados por Kafi y Alam (1995); adicionalmente, datos de laboratorio obtenidos de proyectos de grado realizados en la Universidad de los Andes (Colombia). Según los autores, estos estudios de laboratorio se realizaron en el umbral de movimiento y para diversas formas de pilas probadas individualmente. Los datos de campo no presentan la condición de transporte de sedimentos de los ríos en donde se obtuvieron.

La investigación concluyó que, en general, las ecuaciones encontradas con datos de laboratorio no predijeron adecuadamente las profundidades de socavación observadas en el campo. Así mismo, los datos de campo no se acoplaron bien a las ecuaciones obtenidas con información del laboratorio. Por otra parte, la investigación estableció que las variables que influyen en el fenómeno de la socavación son el ancho de la pila ( $b$ ), la profundidad del flujo ( $y$ ) el número de Froude del flujo ( $Fr$ ) y el diámetro medio de los sedimentos del lecho ( $D$ ).

5) Pilán, M., Chazarreta, J., Pece, F., Mattar, M. y Olmos, L.

Estos autores proponen un análisis de metodologías para predecir la socavación local en pilas complejas, a las que definen como la estructura formada por tres componentes: columna, pila cabezal y pilotes, indicando que la cuantificación de la socavación local asociada a tales estructuras requiere metodologías que en su concepción contemplen el efecto sobre el flujo y, por lo tanto, sobre el fondo que producen.

Los investigadores concluyen que la asimilación de una pila compleja a un único diámetro equivalente, en función de la exposición de la pila cabezal al flujo, permite un análisis más simple de la problemática de la socavación local. Adicionalmente, indican que es necesario desarrollar modelos experimentales que permitan calibrar las ecuaciones propuestas por ellos para el cálculo de un único diámetro efectivo y, en caso de ser necesario, optimizarlas.

En 2009 realizaron un estudio de caso de análisis de la socavación local en pilas complejas del puente San Francisco Solano, construido sobre el río dulce en Santiago del Estero, Argentina, el cual está soportado por once pilas complejas, que son el conjunto estructural formado por la pila, la viga cabezal y el conjunto de pilotes. Este puente posee

tres tipos de pilas complejas, en las cuales los autores evaluaron el comportamiento de la socavación local con el fin de estimarla para diferentes eventos hidrológicos.

El estudio realizó el cálculo de la socavación producida por las pilas complejas del puente San Francisco Solano para un caudal máximo instantáneo (flujo permanente) y, por otra parte, analizó el comportamiento de la socavación con la variación inicial del lecho. A partir de estos cálculos los autores concluyen que la variación de la socavación local con la profundidad del flujo inmediatamente aguas arriba de las pilas tipos I y II (figura 1), adimensionalizada con sus diámetros equivalentes, presenta una forma semejante a las pilas simples; la combinación de las metodologías de Melville y Coleman es apropiada para el caso en estudio; la variación de la profundidad de socavación de una pila a otra define la importancia del análisis de los diferentes escenarios al momento de realizar el cálculo de la fundación de la estructura; el análisis de la socavación local máxima en pilas complejas mediante la metodología propuesta por los autores genera un valor menor que si se hubiera hecho el análisis predictivo mediante el enfoque clásico de considerar una pila simple.

**Figura 1.** Pilas tipos I y II



Fuente: Pilán, M., Ibáñez, J. y Olmos, L. et al. (2009).

#### 6) Spalletti, P. y Brea, J.

En el año 2009 Spalletti y Brea realizaron una investigación denominada erosión local en pilas de puente complejas, cuyo objetivo era estimar la socavación local en las pilas del puente Goya-Reconquista, conformado por un grupo numeroso de pilotes, proyectado

sobre el río Paraná en Argentina. Realizaron una serie de ensayos en el Laboratorio de Hidráulica del Instituto Nacional del Agua, en un canal de 30 metros de largo, 2 de ancho y 1 de profundidad, utilizando carbón mineral como material en el lecho móvil.

Los resultados obtenidos por esta investigación para grupos de entre 9 y 46 pilotes son únicos en el análisis de este tipo de problemas, debido a la poca información referente a la socavación local en pilas compuestas por múltiples elementos, especialmente cuando están construidas o proyectadas en grandes ríos.

Los autores concluyen que por la complejidad del fenómeno de la socavación local en grupos numerosos de pilotes el uso de modelos físicos en laboratorio es fundamental, no sólo para estimar los valores máximos de socavación local sino también para caracterizar las estelas y la forma como se desarrollan las fosas de socavación. Por esta razón los investigadores crearon un modelo físico en el laboratorio para estimar la socavación local en los grupos de pilas proyectados para la conexión física Goya-Reconquista.

Adicionalmente, compararon los valores de socavación local observados en el modelo y los calculados mediante la fórmula de cálculo del HEC-18, que generalmente se usa para su estimación, planteando una corrección de la metodología original mediante el factor  $K_m$ , que tiene en cuenta el número de filas que componen el grupo.

7) Sheppard, D., Melville, B. y Demir, H.

En el año 2014 estos autores evaluaron las ecuaciones existentes para estimar la socavación local en pilas de puentes, reunieron 569 datos de laboratorio y 928 de campo. Con esta información inicial los autores redujeron los datos mediante metodologías estadísticas para evaluar su calidad, dejando 441 de campo y 791 de laboratorio. Lo anterior debido a que se desconocía la madurez del foso de socavación (socavación en equilibrio) en el momento de la medición.

Un análisis preliminar de control de calidad de los métodos o ecuaciones de equilibrio redujo el número de ecuaciones utilizadas en la investigación de 23 a 17, los cuales se analizaron utilizando datos tanto de laboratorio como de campo. Adicionalmente, estos autores emplearon ecuaciones publicadas, que fusionaron y modificaron ligeramente para



proporcionar la de mejor ajuste, en la medida en que produce un menor error total y está más cerca de la subestimación de los errores probados.

Esta es tal vez la más completa recopilación de información de laboratorio así como de datos de campo de socavación local de equilibrio establecidos hasta la fecha, los cuales se utilizaron para evaluar la profundidad de socavación local de equilibrio por medio de 23 ecuaciones o métodos.

El control de calidad se desarrolló y aplicó a los datos y a las ecuaciones. Esto dio como resultado 441 datos de laboratorio, 791 de campo y 17 ecuaciones o métodos predictivos. El método Melville (S / M) resultó ser el más preciso y se recomienda su uso en el diseño ( $y_s / a = 2.5f_1f_2f_3$ ).

#### 8) Campa y Astorga, F.

En el año 2015 estos autores realizaron un estudio cuyo objetivo era evaluar las metodologías para el cálculo de la socavación local en las pilas de los puentes, para lo cual analizaron once métodos. Evaluaron las variables que contemplan las metodologías más utilizadas y las agruparon en tres grupos: hidráulicas (velocidad, tirante y peso específico), geométricas (ancho y forma de la pila, y ángulo de ataque del agua) y geotécnicas (diámetro de partículas y peso específico). Establecieron que las variables más empleadas en los métodos evaluados son las geométricas, seguidas de las hidráulicas, y las menos utilizadas son las geotécnicas del material del cauce. Los autores señalan que las variables que influyen en el fenómeno de socavación local de las pilas de los puentes en orden de importancia son: las dimensiones transversales de la pila, la velocidad de la corriente y su tirante, y finalmente la granulometría del material del cauce.

Campa y Astorga, F. et al. (2015) concluyen que para el cálculo de la socavación local en pilas no existe hasta ahora una solución completa, ya que la mayor parte de los métodos que se emplean se basan en datos de laboratorio, que tienen una serie de limitaciones, tales como rangos restringidos de aplicaciones y suposiciones. Así como la gran diferencia en los resultados obtenidos, lo que dificulta su interpretación.

Adicionalmente, recomiendan lo siguiente:

Al momento de utilizar cualquier metodología de cálculo para la socavación local en pilas de puentes es necesario conocer las condiciones y supuestos en los que se han desarrollado, con el fin de aplicarlas de acuerdo con su rango de adaptación. Sin embargo, en muchas ocasiones no está claro su rango de aplicabilidad y las condiciones físicas en las que es posible utilizarlas.

Los autores concluyen que las variables hidráulicas que más se utilizan representan en su mayoría las condiciones hidráulicas. Además, que las únicas variables geotécnicas que se utilizan son el diámetro representativo del sedimento ( $d$ ) y su peso específico, que según ellos no son suficientes para representar el comportamiento del material del cauce.

De acuerdo con su estructura, en el cauce se pueden encontrar diversos tipos de materiales, el parámetro ( $d$ ) que es el diámetro del sedimento no es suficiente para caracterizar todos los tipos de suelo que se pueden encontrar en el fondo del cauce y por esta razón proponen investigar en este campo.

9) Toapaxi, J., Galiano, L., Castro, M., Hidalgo, X. y Valencia, N.

Estos autores realizaron en el año 2015 un estudio basado en el análisis de la socavación en cauces naturales, en el que proponen procedimientos para el cálculo de la socavación local en pilas de puentes mediante diagramas de flujo, los cuales permiten calcular los diversos tipos de socavación y comparar los resultados obtenidos con formulaciones recopiladas de otros autores.

Ellos concluyen que buena parte de las ecuaciones que estiman la socavación local en pilas están dadas para condiciones de inicio del movimiento, con excepción de la fórmula de Melville (1997), que contiene la mayoría de las variables que pueden incidir en la generación de este fenómeno, por lo que permite obtener un resultado más ajustado a los datos reales.

Estos autores recomiendan que al elegir una metodología para calcular la profundidad de socavación no sólo hay que basarse en los resultados obtenidos mediante las ecuaciones, sino acudir también del buen criterio, la experiencia y el conocimiento de las variables involucradas en el problema por parte del ingeniero de diseño.

Con base en el análisis de la información descrita se puede concluir que la socavación local se ha abordado principalmente a través de modelaciones físicas en laboratorio y de estudios de casos, desconociendo las condiciones en las cuales se realizaron dichos experimentos y su rango de aplicación. No obstante, se han propuesto diversas metodologías para estimar la socavación local en pilas sin proponer una solución definitiva. De acuerdo con estas consideraciones, este proyecto diseñó unos sencillos ensayos de laboratorio que permiten evaluar la influencia de las principales variables que generan el fenómeno de la socavación local en pilas de puentes.

## Capítulo II

### 2) Planteamiento del modelo físico

A partir de la recopilación y el análisis de la información bibliográfica sobre la socavación local en pilas de puentes se establecieron las variables que más inciden en este fenómeno y la forma de modelarlas experimentalmente en el laboratorio.

Se encontraron tres grandes grupos de variables, que según sus características inciden en el fenómeno de la socavación: las geométricas, las del flujo y las del material del lecho. En el siguiente capítulo se describe cada una de ellas.

#### 2.1. Determinación de variables

Tomando como referencia la bibliografía consultada, la disponibilidad del laboratorio de hidráulica de la Escuela Colombiana de Ingeniería y la facilidad para realizar este estudio experimental, a continuación se presentan las variables que esta investigación considera más relevantes.

##### 2.1.1. Geometría

###### 2.1.1.1 *Ancho de la pila*

La variable del ancho de la pila se considera relevante en la generación del fenómeno de socavación, ya que la pila obstruye las líneas de corrientes de flujo que se desplazan libremente por el cauce, lo cual reduce la sección hidráulica de éste e incrementa la velocidad media del flujo, generando una diferencia de presión al frente de la pila y produciendo unas líneas de corriente que la interceptan obligándola a cambiar su dirección, en este caso hacia la cimentación de la pila. Estas líneas de corrientes impactan en el fondo del lecho del río, ocasionando el desprendimiento del material del lecho y produciendo la socavación.

### **2.1.1.2 Forma de la pila**

Las pilas de los puentes tienen diversas formas, las cuales inciden en la generación del proceso de socavación porque alteran el curso de las líneas de corriente del flujo que se desplaza libremente en la sección hidráulica del cauce, bordeando el obstáculo para continuar su paso dentro del río. Si la pila no es redondeada o con forma aerodinámica genera más vórtices y líneas de corriente secundarias, debido a los cambios bruscos que experimenta la corriente. Estos obstáculos aportan al desprendimiento de las partículas del fondo del cauce, generando la socavación de la pila.

## **2.1.2. Características del flujo**

### **2.1.2.1 Profundidad**

La profundidad del flujo al frente de la pila tiene relación directa con la profundidad de socavación, ya que si se incrementa aumenta la energía disponible para las líneas de corriente secundarias que se generan por la obstrucción que produce la pila. El aumento de la energía en estas líneas de corriente las disipa mediante el desprendimiento de las partículas del fondo del lecho, incrementando la socavación en la pila.

Etema (1990) y Chiew (1992) señalan que existe un valor límite en la relación entre la profundidad del flujo y la socavación, y que después de este valor no existe tal influencia. Además, consideran que el valor  $h/a$  (donde  $h$  es la profundidad del flujo aguas arriba de la pila y  $a$  el ancho de la pila) es mayor que 3. Por otra parte, Etema (1990) también indica que existen investigaciones donde este rango oscila entre 2,6 y 3,5.

### **2.1.2.2 Velocidad**

La socavación local en pilas es directamente proporcional a la velocidad del flujo al frente de ésta, debido a que se incrementan los esfuerzos cortantes de las líneas

de corriente en dirección de la cimentación de la pila. Cuando se incrementa la velocidad del flujo, las líneas de corriente que se desplazan, producto del obstáculo que genera la pila, aumentan su energía disponible para desprender las partículas del fondo del lecho, incrementando la profundidad del foso de socavación, es decir, que existe una relación directa entre la velocidad del flujo y la socavación.

### **2.1.3. Características del material del lecho**

#### **2.1.3.1 *Tamaño***

El tamaño de las partículas del material del fondo del lecho es determinante en la generación de la socavación, porque entre más grandes sean mayor debe ser la energía de las corrientes secundarias al frente de la pila para desprenderlas. Cuando son demasiado grandes respecto al ancho de la pila, la energía disponible en las líneas de corriente no es suficiente para desprender las partículas que conforman el lecho de fondo, generando así la reducción del fenómeno de la socavación en la pila.

## Capítulo III

### 3) Estudios experimentales (metodología)

Con base en el análisis bibliográfico de los capítulos anteriores, el fenómeno de la socavación se ha abordado de dos formas en particular: mediante la modelación física en laboratorio y con mediciones directas en puentes instrumentados. Este trabajo de investigación se realizó mediante la construcción y operación en el laboratorio de un modelo muy sencillo, con el fin de analizar las variables que inciden en la generación del fenómeno de la socavación local en pilas de puentes y poder recomendar alguna metodología para calcularlo.

Este trabajo de investigación se realizó en dos fases: primero, se realizaron ensayos preliminares, denominados “pre-ensayos”, con el objetivo de hacer una inspección visual de las variables que se deberían tener en cuenta y, segundo, una puesta a punto del modelo.

A continuación se describen los elementos del modelo experimental utilizado en la investigación.

#### 3.1. Diseño del modelo experimental

En la investigación se utilizó un modelo a escala del canal de aducción de la central hidroeléctrica La Naveta. Según Otálora (2016), “La central hidroeléctrica La Naveta se encuentra ubicada aproximadamente a tres km de la población de Apulo, Cundinamarca. Dicha central genera energía interceptando el río Bogotá, con un caudal teórico de derivación de 31 m<sup>3</sup>/s, el cual es conducido por un canal de aducción de aproximadamente 1800 m de longitud, hasta la cámara de carga ubicada junto a la casa de máquinas”. Este modelo se fabricó en el Centro de Estudios Hidráulicos de la Escuela Colombiana de Ingeniería Julio Garavito. El tramo del canal tiene forma rectangular, con una longitud de 330 cm y un ancho variable que oscila entre 44,5 y 35,7 cm, se construyó en acrílico y la pendiente del fondo se obtuvo con un espesor variable del lecho.

### 3.1.1. Características del material del lecho

En la operación del modelo se utilizó arena lavada de río, la cual se clasificó calculando el porcentaje retenido por cada tamiz, como se evidencia a continuación (tabla 7 y gráfica 3).

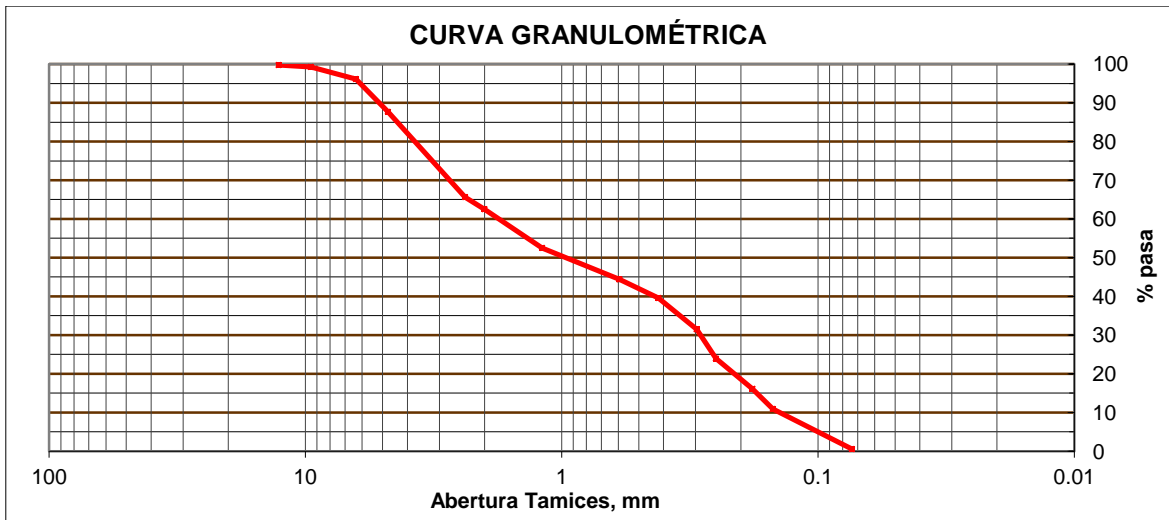
**Tabla 7.** Granulometría del material que se ensayó

Tamiz (pulg)	Tamiz (mm)	Peso retenido	% retenido	% que pasa	% acumulado
3"	76.2				
2 1/2"	63.5				
2"	50.8				
1 1/2"	38.1				
1"	25.4				
3/4"	19.1				
1/2"	12.7	9.1	0.24	99.76	0.24
3/8"	9.5	18.8	0.49	99.28	0.72
1/4"	6.4	120.4	3.13	96.15	3.85
4	4.76	326.0	8.47	87.68	12.32
8	2.38	848.5	22.04	65.64	34.36
10	2.00	120.8	3.14	62.50	37.50
16	1.19	384.8	9.99	52.51	47.49
30	0.59	313.3	8.14	44.37	55.63
40	0.42	185.0	4.81	39.57	60.43
50	0.30	311.1	8.08	31.49	68.51
60	0.25	291.2	7.56	23.92	76.08
80	0.18	301.0	7.82	16.11	83.89
100	0.15	200.3	5.20	10.90	89.10
200	0.074	398.8	10.36	0.55	99.45
--	Fondo	21.0	0.55	0.00	100.00

Con base en estos datos se construyó la curva granulométrica del material ensayado.



**Gráfica 3.** Curva granulométrica del material ensayado



Este material tiene 37,5 % de gravas finas, 62 % de arenas y 0,5 % de finos. Las características de los diámetros nominales de las partículas del material no uniforme ensayado son los siguientes:

$$D_{10} = 0,1434 \text{ mm}$$

$$D_{30} = 0,290 \text{ mm}$$

$$D_{50} = 1,00 \text{ mm}$$

$$D_{60} = 1,797 \text{ mm}$$

$$D_{75} = 3,391 \text{ mm}$$

$$D_{90} = 5,209 \text{ mm}$$

Braja (2004) señala que se pueden determinar dos parámetros de la curva granulométrica de suelos gruesos: el coeficiente de uniformidad y el coeficiente de gradación o de curvatura.

Estos coeficientes son:

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}$$

$$C_c = \frac{D_{30}^2}{D_{60}D_{10}}$$

Remplazando los diámetros nominales en las ecuaciones anteriores se obtuvieron los siguientes resultados:

$$C_u = 12,53$$

$$C_c = 0,33$$

Una vez construida la curva granulométrica se clasificó el material mediante el sistema de la USC como una SW (arena bien gradada) y con la metodología de AASHTO se clasificó como A-1-b, lo cual indica que es un material no uniforme, ya que existe una buena gradación de las partículas.

Para el desarrollo de los ensayos de laboratorio se tuvieron en cuenta las siguientes constantes:

- Densidad relativa de la arena (material del lecho ensayado). Densidad relativa de 2,65 kg/m<sup>3</sup>.
- Espesor del material del lecho de ensayo. De acuerdo con lo observado en los pre-ensayos, se evidenció que la máxima socavación no superó los 7 cm, lo cual influyó para definir el espesor del lecho en el canal de 10 cm. Este espesor del lecho de ensayo se encuentra dentro del rango recomendado por la bibliografía especializada.

Para este caso, Álvarez (2016) señala que algunos investigadores han propuesto un rango entre 1,4 y 2,4 veces el ancho de la pila para calcular la profundidad del lecho producto de la socavación.

$$H = 1,4 * a$$

$$H = 2,4 * a$$

Evaluando la propuesta anterior, para los diámetros que se ensayaron en la investigación, el lecho del material de fondo debería haber estado entre 6 y 12 cm, como se muestra en la siguiente tabla (tabla 8).

**Tabla 8.** Características de las pilas que se deben ensayar

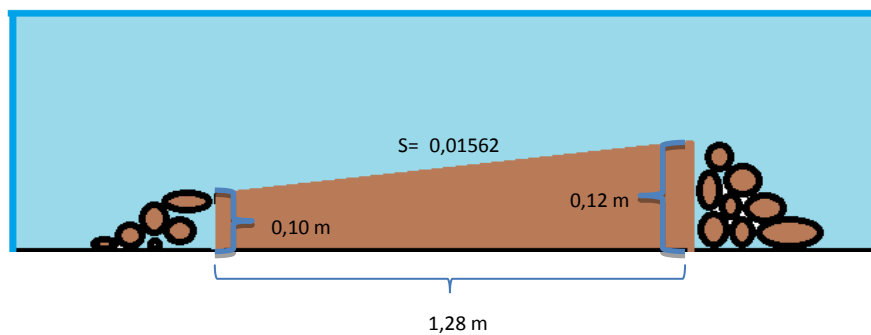
Material de la pila	Ancho de la pila (a) cm	Profundidad del lecho (H) cm
MADERA	2.4	5.76
	3.67	8.8
ACRÍLICO	3	7.2
	5	12

Se concluye, entonces, que el espesor adoptado de 10 cm estuvo acorde con lo recomendado por la bibliografía especializada.

### 3.1.1.1 *Pendiente de fondo*

Debido a que el modelo físico del laboratorio cuenta con una pendiente de fondo del canal fija igual a cero, en esta investigación se garantizó la pendiente del lecho de fondo variando el espesor de la capa de arena ensayada, se acorazaron los extremos de la capa granular con un material de grava, generando una diferencia de 2 cm y una pendiente inicial  $S = 0,01562$ , como se ilustra a continuación (figura 2).

**Figura 2.** Esquema del modelo



## **3.1.2. Características hidráulicas**

### **3.1.2.1 Régimen de flujo (número de Froude)**

Se trabajó en el régimen de flujo subcrítico ( $NF < 1$ ), con el fin de simular las condiciones de flujo que se presenta en los ríos de la parte baja de una cuenca, que corresponde a la condición aluvial de los cauces. Esta condición se logró con el rango de caudales ensayados y manteniendo la pendiente del lecho de fondo, generando las profundidades hidráulicas necesarias para el régimen descrito.

### **3.1.2.2 Caudal de modelación**

En la operación del modelo se trabajó con caudales de 5, 10, 15, 20 y 25 Lps. Tomando en cuenta las dimensiones del modelo y los resultados de los pre-ensayos se definió un caudal límite de 25 Lps, ya que caudales superiores podrían generar rebose en las paredes del canal e inestabilidad del lecho.

### **3.1.2.3 Transporte de sedimento**

En la operación del modelo no se presentó transporte de sedimentos del lecho, por consiguiente este trabajo se desarrollo en condiciones de agua clara.

### **3.1.2.4 Sección transversal del canal**

Una característica de los cauces aluviales es que son canales muy anchos y su sección se asemeja a un canal rectangular. Con el fin de emular esta propiedad en el laboratorio, los ensayos se realizaron con la geometría de un canal rectangular y los muros laterales fijos.

### **3.1.2.5 Flujo permanente**

Con el fin de optimizar los recursos en la investigación se trabajó en condiciones de flujo permanente, es decir, se tomó un caudal pico y se mantuvo durante treinta minutos hasta lograr la socavación definitiva.

## **3.1.3. Características geométricas de la pila**

### **3.1.3.1 Forma**

Las pilas de los puentes pueden tener diversa forma, lo cual incide en la generación del proceso de socavación. En esta investigación se adoptó la forma circular para minimizar los efectos de variación de las líneas de corriente producto de los cambios bruscos generados por la forma de la pila.

### **3.1.3.2 Ancho**

Con base en el capítulo anterior, referente a la incidencia del ancho de la pila, respecto a la socavación y debido a que el ancho de la sección transversal del canal donde se ubican las pilas tiene 38,8 cm, los diámetros de éstas deben ser tal que una vez se genere la socavación los bordes externos del foso no deben interferir con las paredes del canal.

Por lo anterior, y tomando en cuenta los pre-ensayos, en esta investigación se trabajó con tubos de acrílico y barras de madera con diámetros disponibles en el mercado, distribuidos así:

- Tubo de acrílico: 3 y 5 cm
- Barra de madera: 2,4 y 3,67 cm

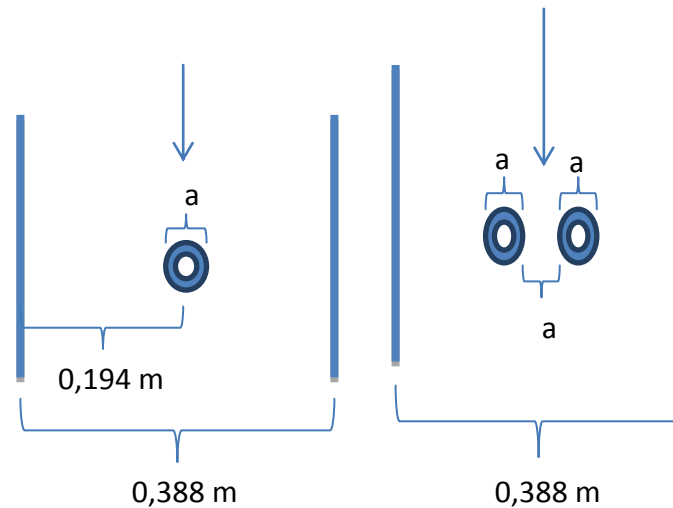
### 3.1.3.3 *Material*

Se trabajó con pilas hechas de acrílico y madera.

### 3.1.3.4 *Cantidad de pilas*

Los ensayos se realizaron con dos configuraciones, con una y con dos pilas, como se ilustra a continuación (figura 3).

**Figura 3.** Cantidad de pilas ensayadas



### 3.1.3.5 *Alineación de las pilas*

Para la primera configuración se alinearon en el eje del canal, es decir, se centraron de manera equidistante de los laterales del canal. Para la segunda configuración se separaron a un diámetro de la pila entre ellas, con el fin de observar la influencia de la separación de pilas en la socavación.

A continuación se presenta un resumen de las características del modelo experimental (tabla 9).

**Tabla 9.** Características del modelo experimental

CARACTERÍSTICAS					
Material del lecho		Hidráulicas		Geométricas	
Tipo de material	U.S.C. = SW	Condiciones de flujo	Sudcrítica	Forma	Circular
	A.A.S.H.T.O. = A-1-b.	Caudales de modelación	5 Lps	Ancho de la pila	2,4 cm
Diámetros nominales	D <sub>50</sub> = 1.00 mm		10 Lps		3,0 cm
	D <sub>75</sub> = 3.391 mm		15 Lps		3,67 cm
	D <sub>90</sub> = 5.209 mm		20 Lps		5,0 cm
Densidad relativa	2.65 kg/m <sup>3</sup>		25 Lps	Material	Acrílico
Espesor promedio del lecho	11 cm	Transporte de sedimento	Agua Clara		Madera
Pendiente inicial	0.01562 cm/cm			Sección del canal	Rectangular
Origen	Arena de río	Tipo de flujo	Permanente		
Tipo	Lavada			Un diámetro	

### 3.2. Operación del modelo experimental

El método de ensayo se fundamentó en un diseño experimental apoyado en la realización de pre-ensayos, en los que se identificaron las variables independientes que se modelaron en el laboratorio.

En un primer acercamiento se realizaron diez pre-ensayos para conocer preliminarmente las limitaciones físicas y el comportamiento del fenómeno de la socavación.

Una vez hechos los pre-ensayos se identificaron las variables independientes, las cuales se manipularon en el laboratorio dentro de la operación del modelo físico.

Ahora bien, en esta investigación se modelaron dos configuraciones: una sola pila centrada en el canal y dos pilas separadas un diámetro. De esta manera, hubo que realizar ensayos para cada configuración. En total se hicieron 40 ensayos.

### 3.2.1. Variables independientes que se manipularon en la operación del modelo

- **Material del lecho:** se modeló un tipo de material de lecho, el cual se describe en el numeral 2.1.1, características del material del lecho.
- **Espesor del material de fondo:** varía entre 10 y 12 cm.
- **Régimen de flujo (número de Froude):** subcrítico ( $NF < 1$ ).
- **Pendiente de fondo:** los ensayos se desarrollaron con una sola pendiente inicial de 1,562 %.
- **Caudal de modelación:** se modelaron cinco caudales: 5, 10, 15, 20 y 25 Lps.
- **Transporte de sedimentos:** los ensayos se realizaron en condición de agua clara, esto quiere decir sin transporte de sedimentos.
- **Sección transversal del canal:** los ensayos se realizaron con una geometría del canal rectangular y muros laterales fijos.
- **Condiciones de flujo:** permanente.
- **Forma de la pila:** circular.
- **Ancho y material de la pila:** tubos de acrílico y barras de madera con los siguientes diámetros:
  - Tubo de acrílico: 3 y 5 cm
  - Barra de madera: 2.4 y 3.67 cm
- **Cantidad de pilas:** los ensayos se realizaron con dos configuraciones: con una y con dos pilas.
- **Alineación de las pilas:** para la primera configuración se centraron en el eje del canal, para la segunda se alinearon las pilas separadas por un diámetro.



### **3.2.2. Materiales y equipos**

A continuación se enumeran los equipos y materiales que se utilizaron en esta investigación:

- Modelo a escala del canal de aducción de la hidroeléctrica La Naveta, construido en el laboratorio del Centro de Estudios Hidráulicos de la Escuela Colombiana de Ingeniería Julio Gravito.
- Sistema de bombeo para suministro de agua propiedad del Centro de Estudios Hidráulicos de la Escuela Colombiana de Ingeniería Julio Gravito.
- Conexiones eléctricas para el funcionamiento del sistema de bombeo.
- Agua.
- Caudalímetro.
- Flexómetro para la toma de medidas.
- Tubos en acrílico y madera con los que se simularon las pilas.
- Material del lecho (descrito en el capítulo 2).

### **3.2.3. Operación en el laboratorio del modelo experimental**

La operación del modelo experimental se soportó, en buena parte, en los resultados obtenidos durante los pre-ensayos, logrando así una estructura lógica de operación que garantizó su correcta estabilidad.

A continuación se describe la forma como se operó el modelo experimental.

#### ***3.2.3.1 Limpieza y alistamiento del canal***

La operación del modelo se inició con la limpieza del canal y sus elementos, retirando los objetos ajenos a la investigación para garantizar la integridad de la estructura en la realización de los ensayos.

### **3.2.3.2 *Instalación de las pilas***

Las pilas se ubicaron en el canal conforme a la configuración que se iba a ensayar, cabe recordar que se definieron dos configuraciones. Se colocaron de tal forma que garantizaran perpendicularidad respecto al fondo del canal.

Para mantener firme la pila que se iba a ensayar se aplicó pegante para fijarla en el fondo y en la parte superior se instaló una lámina de acrílico atada a la pila para evitar desplazamientos indeseados.

### **3.2.3.3 *Instalación del material granular del fondo***

Para colocar el material del lecho del fondo primero se mezcló el material acoplado y almacenado en el laboratorio, con el fin de garantizar la homogeneidad de las partículas. Luego se ubicó el material en el fondo del canal, cubriendo una longitud total de 128 cm.

Para simular la consolidación del lecho de un río (compactación natural del suelo) el material se compactó manualmente.

Una vez colocado y compactado el material del lecho en el fondo del canal, de acuerdo con la configuración seleccionada, se aseguró un espesor de 10 cm aguas abajo y 12 cm aguas arriba, en una longitud de 128 cm. Adicionalmente, para generar la pendiente predeterminada el material granular se niveló en forma uniforme con la ayuda de una llana metálica.



Por otra parte, fue necesario acorazar el lecho granular al inicio y al final para evitar que el agua lo lavara y desestabilizara la estructura del fondo. Esto se hizo con grava que tenía en promedio un diámetro de una pulgada.

Por último, no se hicieron controles hidráulicos aguas arriba ni aguas abajo del modelo para evitar variables adicionales que influyeran en la generación del fenómeno de socavación.



### **3.2.3.4 Instalación del medidor de caudal**

Entre los equipos que se utilizaron en la investigación se encuentra el caudalímetro, el cual se instaló en la tubería de aducción del modelo experimental. La función de este equipo era medir el caudal que ingresaba al prototipo.



### **3.2.3.5 Realización de los ensayos**

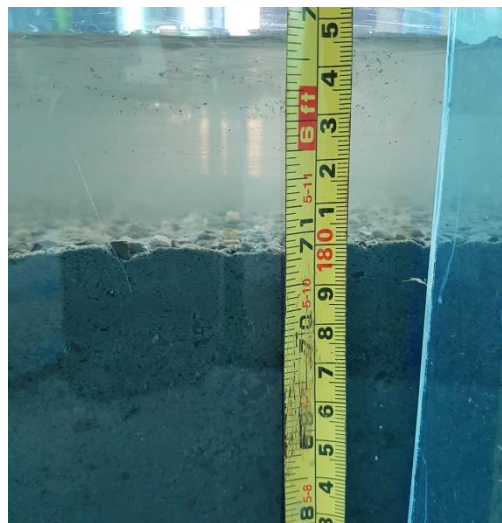
El modelo cuenta con una válvula de entrada de agua al canal, que se manipuló lentamente para evitar un incremento súbito del flujo que generara el lavado del lecho. La manipulación de la válvula se realizó hasta la obtención del caudal que se iba a modelar, el cual osciló entre 5 y 25 Lps.



Una vez se obtuvo el caudal de estudio esperado, el modelo se dejó operando por 30 minutos, con el fin de lograr la socavación definitiva.

### **3.2.3.6 Toma de datos**

La toma de datos se hizo con ayuda del flexómetro y la observación visual, se tomaron los datos correspondientes a la profundidad de la lámina de agua frente a la pila y el espesor del material del fondo después de la operación del modelo.



Luego, lentamente se llevó el caudal a cero para evitar una reducción brusca del flujo que generara alguna perturbación en el material del lecho y se midió la profundidad de socavación al frente de la pila.



### **3.2.3.7 Terminación del ensayo**

Una vez terminada la toma de datos se desocupaba el canal, dejando escurrir el agua durante quince minutos, para luego reponer y mezclar el material del lecho. Esta acción se repitió cada vez que se realizaba un ensayo.

## **3.2.4. Limitaciones del modelo experimental**

### **3.2.4.1 De medición**

Se presentaron inconvenientes durante la toma de medidas en la operación del modelo experimental debido a que no se contó con equipos de alta precisión. Adicionalmente, se pudieron registrar lecturas erróneas, ya que

al colocar el flexómetro el investigador realizaba una lectura visual, generando algún grado de incertidumbre. Con el fin de minimizar este riesgo, se realizaron tres medidas por cada punto de medición, las cuales se promediaban y registraban en la planilla de recolección de datos.

#### **3.2.4.2 De variables**

- La socavación que se generó en el modelo pudo ser impactada por algunos sobre-tamaños que se encontraban dentro del material del lecho. A pesar de que antes de iniciar cada ensayo se mezclaba y compactaba el lecho pudieron quedar algunos de estos casos al pie de la pila que impedían que se profundizara el foso de la socavación.
- Se considera otra limitación la falta de otro material uniforme fino para contrastar el impacto de dicha situación en el modelo.
- En lo referente a la separación de las pilas que se utilizaron en la configuración 2, que para este caso fue un diámetro, se considera una limitante la ausencia de una configuración con otro valor de separación, para evidenciar el impacto de la separación en la generación del fenómeno de estudio.

Ahora bien, el incremento de variables a ser modeladas en la operación del modelo ocasiona un aumento en la realización de ensayos adicionales, lo cual impacta directamente en los costos y recursos de la investigación.

#### **3.2.4.3 Físicas**

También se puede considerar una limitante la falta de instrumentación en el modelo físico, como sensores para medir diversas variables durante la

operación del prototipo experimental, que permitieran contrastar los datos tomados manualmente y garantizar la exactitud de los resultados.

Cabe aclarar que se conocía esta limitación, por lo cual se planteó la metodología descrita para mitigar su impacto.



## Capítulo IV

### 4) Resultados, análisis de resultados y recomendaciones

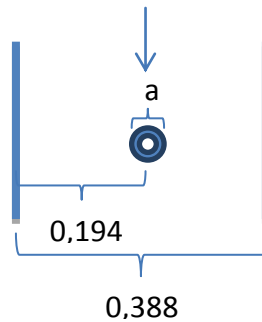
A continuación se presenta la identificación que se utilizó para las diferentes configuraciones de los ensayos.

Con el fin de interpretar los resultados obtenidos en los ensayos, a renglón seguido se define la forma de su presentación.

M1 = material del lecho ensayado (en este caso sólo se ensayó un material, de acuerdo con lo expuesto en el capítulo anterior).

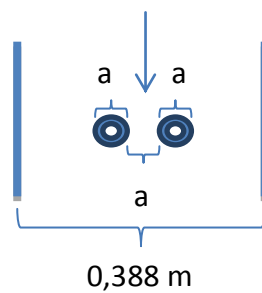
C1 = configuración 1 (una pila en el centro del canal) (figura 4)

**Figura 4.** Configuración 1



C2 = configuración 2 (dos pilas separadas un diámetro) (figura 5).

**Figura 5.** Configuración 2



P1 a P4 = tipo de pila (tabla 10).

**Tabla 10.** Diámetros (cm) y material de las pilas

<b>P1</b>	<b>P2</b>	<b>P3</b>	<b>P4</b>
Acrílico 5 cm	Acrílico 3 cm	Madera 3,67 cm	Madera 2,4 cm

$d_s$  = socavación local de la pila, con respecto al nivel inicial del lecho.

A manera de ejemplo, la identificación de un ensayo podría ser la siguiente:

M1C1P1 = ensayo realizado con el material del lecho M1, pila en el centro del canal (configuración 1) y pila de acrílico de 5 cm de diámetro.

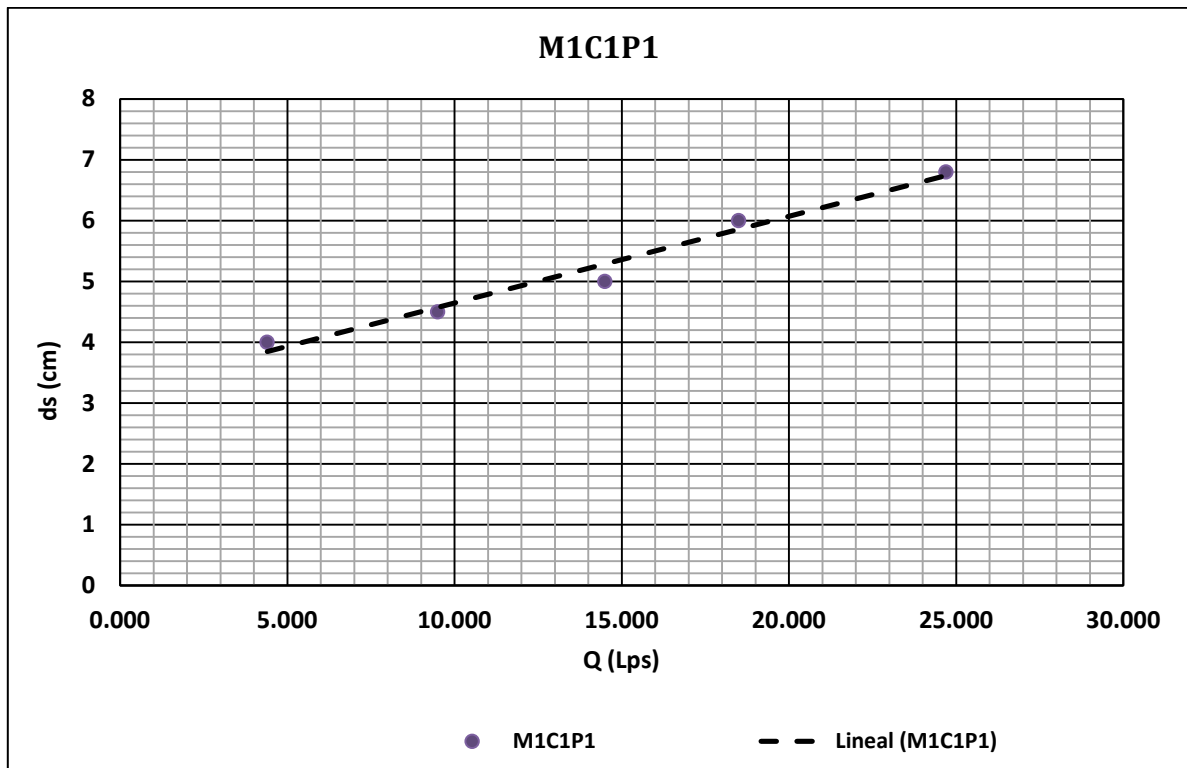
#### **4.1. Resultados, análisis de resultados y recomendaciones**

De acuerdo con la rotulación establecida, en las tablas 11 a 14 y en las gráficas 4 a 7 se presentan los resultados medidos de la socavación local para diferentes caudales.

**Tabla 11.** Resultados de la socavación local ( $d_s$ ) para la configuración M1C1P1

<b>M1C1P1</b>		
<b>No.</b>	<b>Q</b>	<b><math>d_s</math></b>
	<b>Lps</b>	<b>(cm)</b>
<b>1</b>	4.4	4.0
<b>2</b>	9.5	4.5
<b>3</b>	14.5	5.0
<b>4</b>	18.5	6.0
<b>5</b>	24.7	6.8

**Gráfica 4** Socavación local vs. caudal para M1C1P1 para un lecho de arena bien gradado no uniforme de  $D_{50}=1$  mm



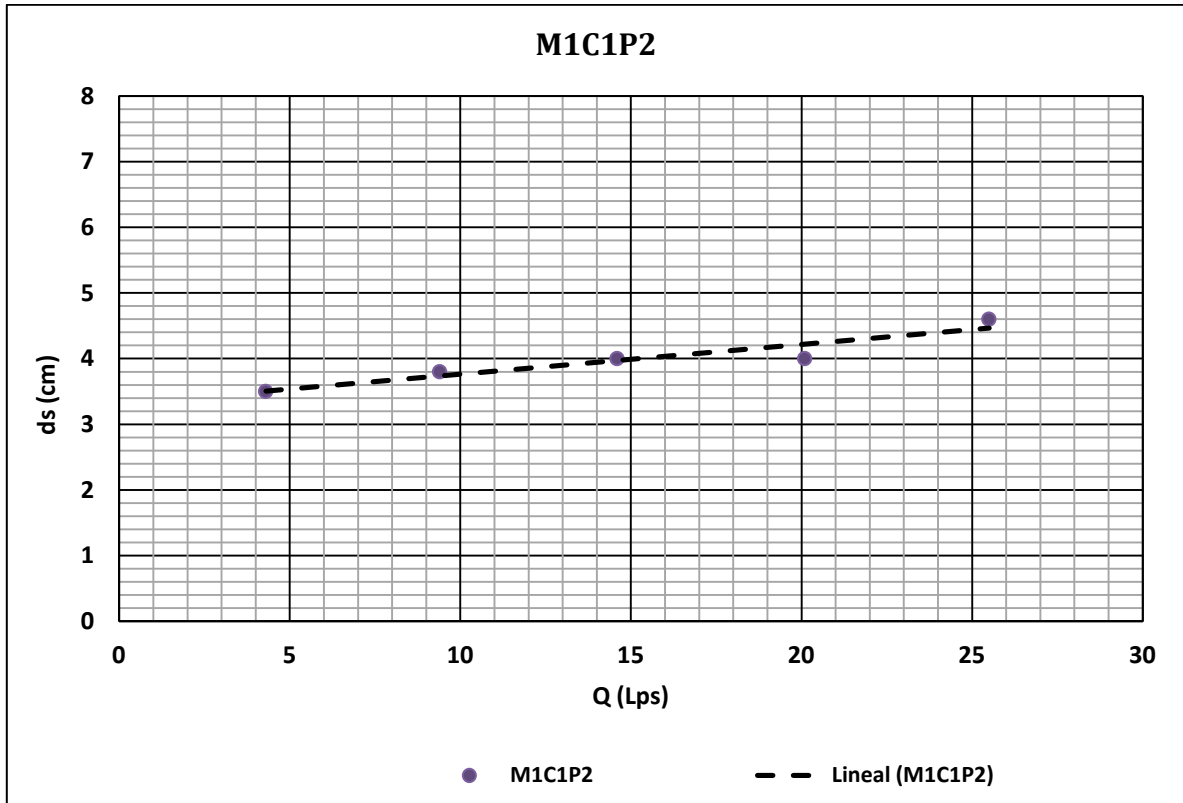
Como se puede observar en las tablas 6 a 9 y en las gráficas 4 a 5, para los ensayos definidos con base en los objetivos de esta investigación, se puede indicar que la profundidad local de socavación está directamente relacionada con el caudal (Q), ya que a medida que ésta se incrementa aumenta la socavación local. Cabe aclarar que el modelo físico se operó con un rango de caudales entre 5 y 25 Lps. Por esta razón se recomienda realizar más ensayos incrementado el caudal con el fin de evidenciar su incidencia en la socavación.

**Tabla 12.** Resultados de la socavación local ( $d_s$ ) para la configuración M1C1P2

M1C1P2		
No.	Q	$d_s$
	Lps	(cm)
1	4.3	3.5
2	9.4	3.8

M1C1P2		
3	14.6	4.0
4	20.1	4.0
5	25.5	4.6

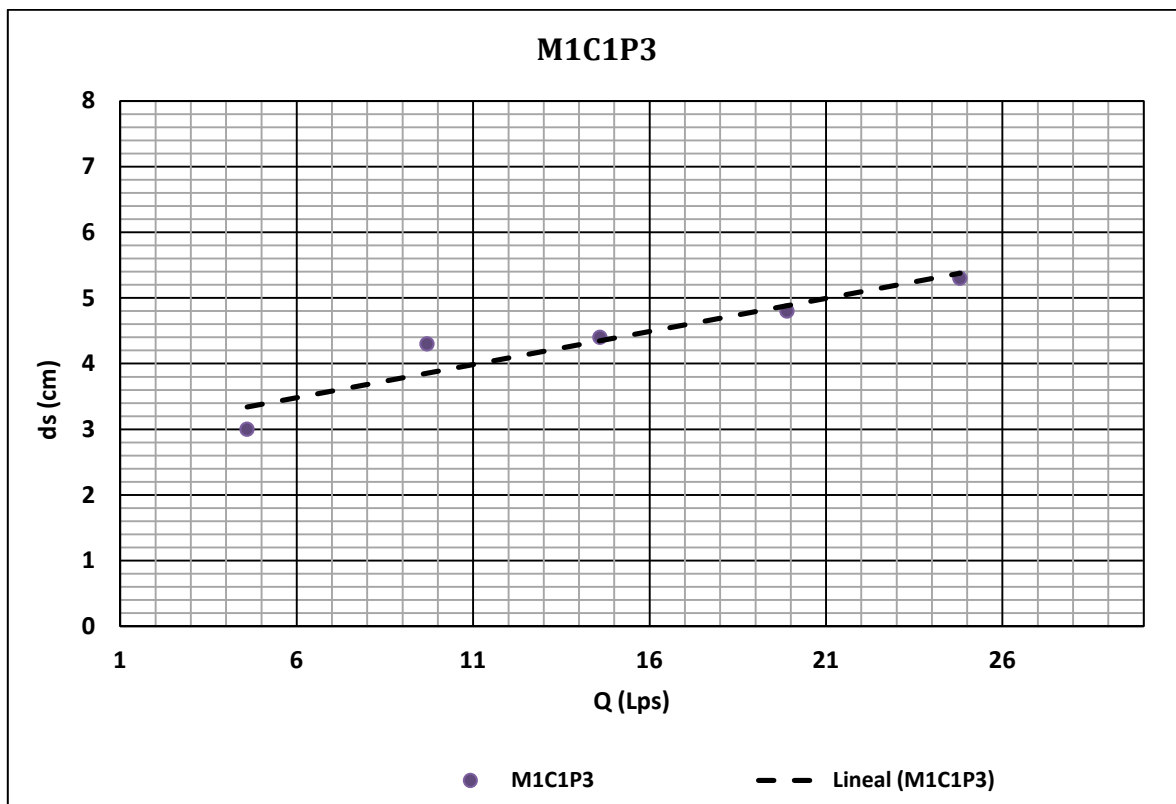
**Gráfica 5.** Socavación local vs. caudal para M1C1P2 para un lecho de arena bien gradado no uniforme de  $D_{50}=1$  mm



**Tabla 13.** Resultados de la socavación local ( $d_s$ ) para la configuración M1C1P3

M1C1P3		
No.	Q	$d_s$
	Lps	(cm)
1	4.3	3.5
2	9.4	3.8
3	14.6	4.0
4	20.1	4.0
5	25.5	4.6

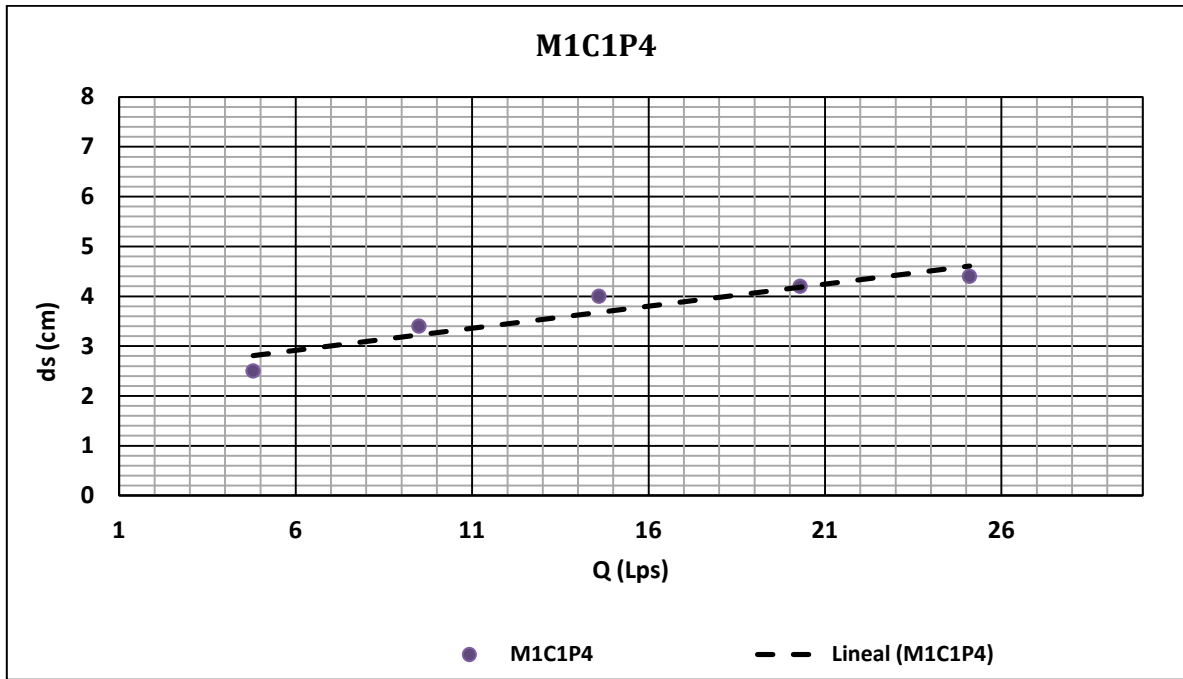
**Gráfica 6.** Socavación local vs. caudal para M1C1P3 para un lecho de arena bien gradado no uniforme de  $D_{50}=1$  mm



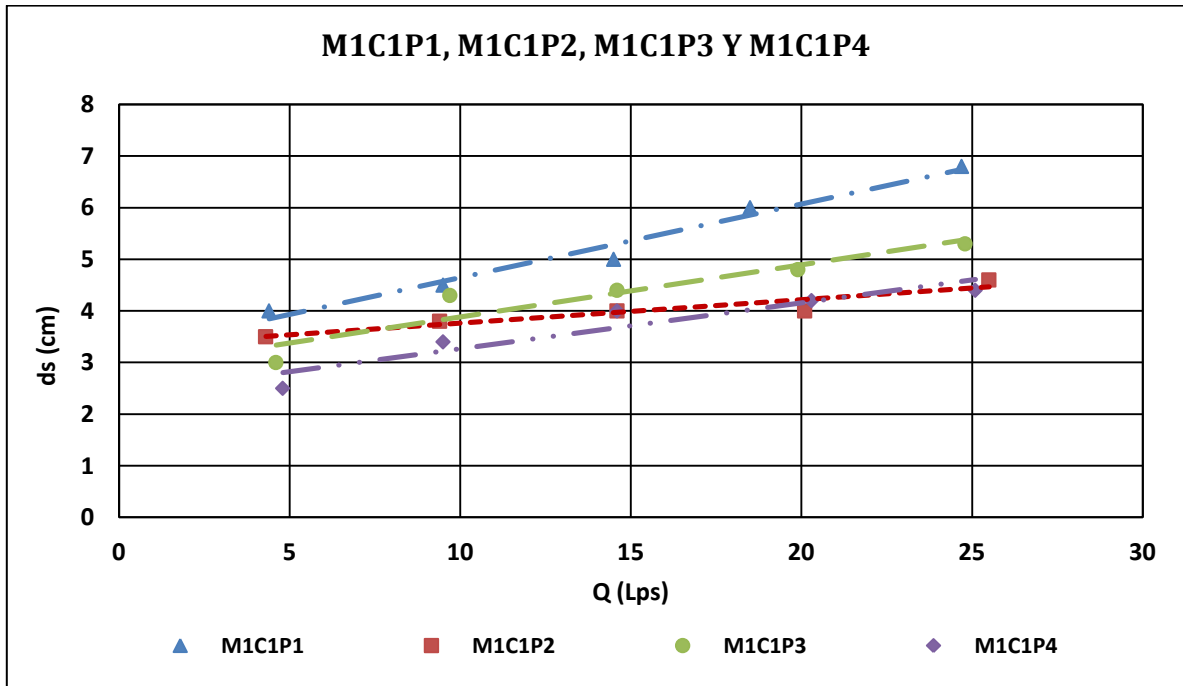
**Tabla 14.** Resultados de la socavación local ( $d_s$ ) para la configuración M1C1P4

M1C1P4		
No.	Q	$d_s$
	Lps	(cm)
1	4.6	3.0
2	9.7	4.3
3	14.6	4.4
4	19.9	4.8
5	24.8	5.3

**Gráfica 7.** Socavación local vs. caudal para M1C1P4 para un lecho de arena bien gradado no uniforme de  $D_{50}=1$  mm

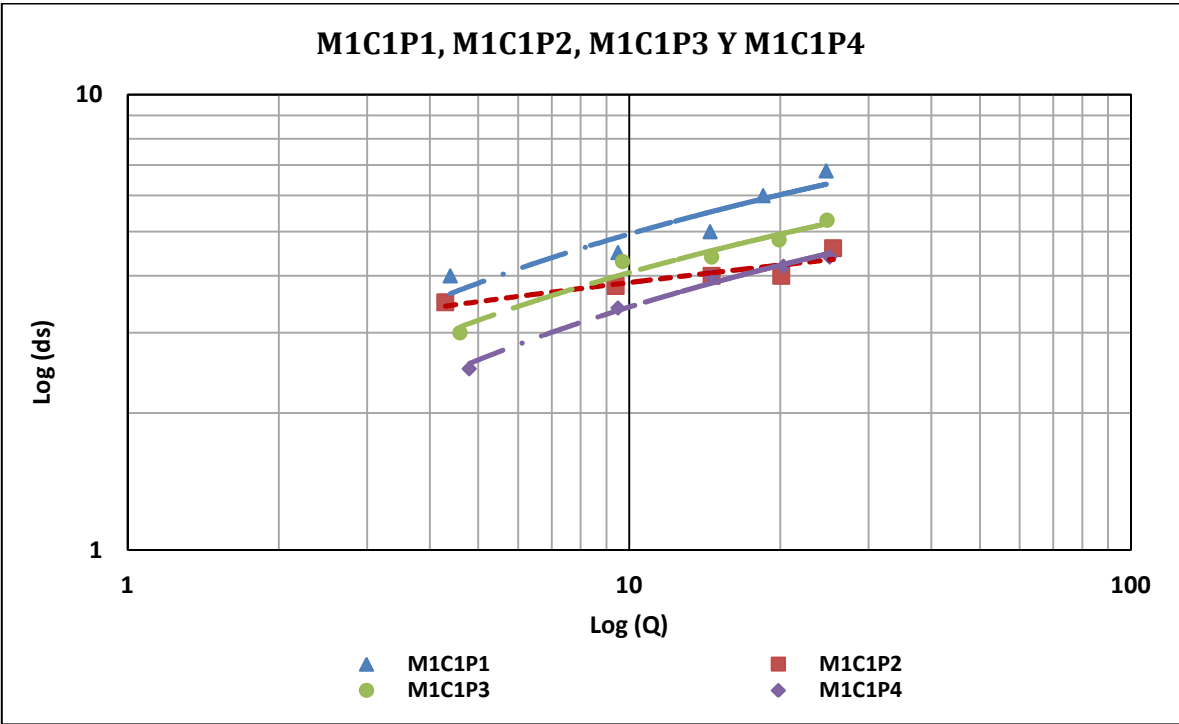


**Gráfica 8.** Socavación local vs. caudal para M1C1P1, M1C1P2, M1C1P3 y M1C1P4 para un lecho de arena bien gradado no uniforme de  $D_{50}=1$  mm



En la gráfica 8 se puede evidenciar cierta tendencia entre la socavación y el caudal circundante en el modelo físico. Se aprecia que para los ensayos que se realizaron con una pila se generó un incremento de la socavación en relación con el caudal. Esta tendencia de crecimiento se mantiene en los ensayos de las configuraciones M1C1P1, M1C1P3 y M1C1P4, exceptuando la configuración M1C1P2 que mantiene la tendencia creciente de la socavación en función del caudal, pero no con la tasa de crecimiento promedio de los otros ensayos. Esta anomalía se puede atribuir a limitaciones en la toma de medidas.

**Gráfica 9.** Socavación local vs. caudal para M1C1P1, M1C1P2, M1C1P3 y M1C1P4 en escala logarítmica para un lecho de arena bien gradado no uniforme de  $D_{50}=1$  mm

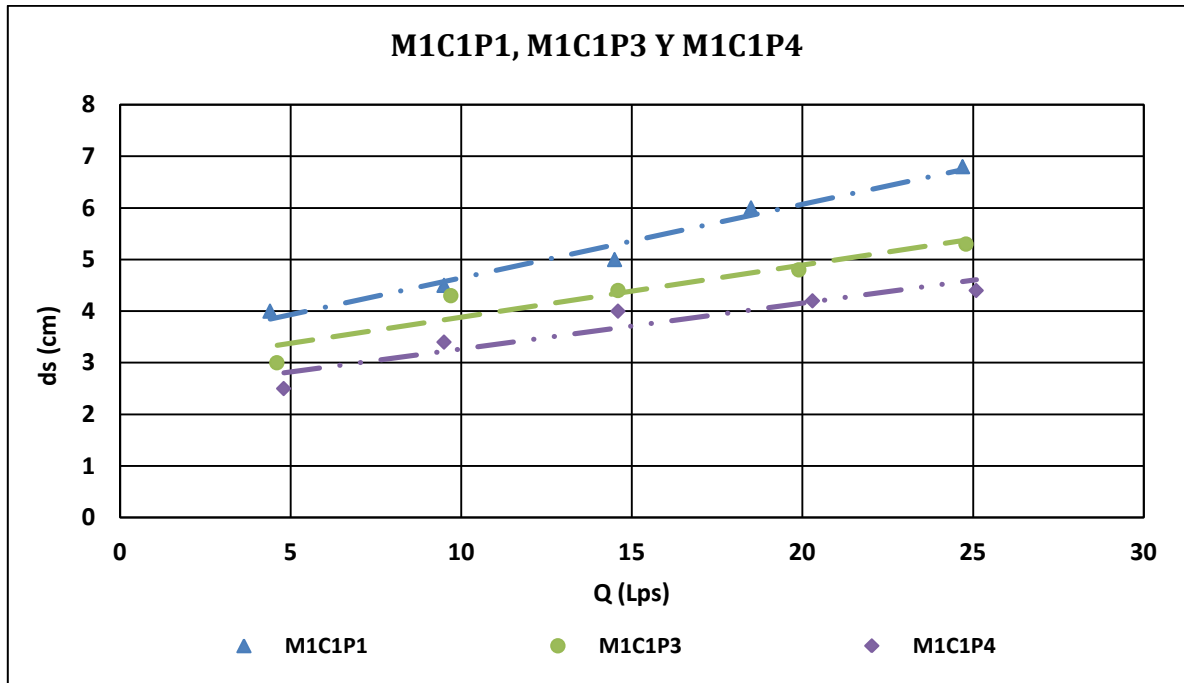


Ahora bien, en la gráfica 9 se puede observar que las líneas de tendencias de los ensayos M1C1P1, M1C1P3 y M1C1P4 son casi paralelas y crecientes, con excepción del ensayo M1C1P2 que tiene una pendiente menor. Adicionalmente, en la gráfica 9 se aprecia que la socavación es mayor para la configuración con un diámetro de pila más amplio (M1C1P1), mientras que para la configuración de menor diámetro de pila (M1C1P4) se observan menores valores de socavación, lo cual indica que además de la variable hidráulica, como

el caudal (Q), el diámetro de la pila (a) puede influir en la generación del fenómeno de la socavación local.

Con base en las gráficas 8 y 9, el ensayo M1C1P2 no presenta el mismo comportamiento de los otros ensayos para la configuración (C1), razón por la cual quedó descartado para el análisis, teniendo en cuenta las explicaciones mencionadas. De esta manera, se generó la gráfica 10, con los resultados aceptables de los ensayos realizados con la configuración (C1).

**Gráfica 10.** Socavación local vs. caudal para M1C1P1, M1C1P3 y M1C1P4 para un lecho de arena bien gradado no uniforme de  $D_{50}=1$  mm



En la gráfica 10 se muestra que existe cierta tendencia entre la socavación, el caudal y el diámetro de la pila para los diferentes ensayos, razón por la cual se hizo un análisis de correlación múltiple para obtener una ecuación que de alguna manera represente los resultados observados en los ensayos producto de la operación del modelo físico en el laboratorio.



El objetivo de la correlación múltiple es ajustar los resultados de la operación del modelo físico a la forma  $d_s = a\phi + bQ + c$ , donde  $d_s$  es las profundidades de socavación en m,  $a$  el diámetro de la pila en m y  $Q$  el caudal en  $m^3/s$  estimando los parámetros correspondientes  $a, b, c$ , y calculando el coeficiente de determinación  $R^2$ . El análisis de correlación múltiple se realizó utilizando la herramienta de análisis de datos de Excel, que arrojó los resultados que se muestran a continuación (tabla 15 y 16).

**Tabla 15.** Resultados de la estadísticas de la regresión para la configuración 1 (una pila)

<i>Estadísticas de la regresión</i>	
Coefficiente de correlación múltiple	0,963604608
Coefficiente de determinación $R^2$	0,928533841
$R^2$ ajustado	0,916622814
Error típico	0,003141951
Observaciones	15

**Tabla 16.** Análisis de varianza de la regresión para C1

ANÁLISIS DE VARIANZA					
	<i>Grados de libertad</i>	<i>Suma de cuadrados</i>	<i>Promedio de los cuadrados</i>	<i>F</i>	<i>Valor crítico de F</i>
Regresión	2	0,001539138	0,000769569	77,95582009	1,3323E-07
Residuos	12	0,000118462	9,87186E-06		
Total	14	0,0016576			
	<i>Coefficientes</i>	<i>Error típico</i>	<i>Estadístico t</i>	<i>Probabilidad</i>	<i>Inferior 95%</i>
Intercepción	<b>0,0053</b>	0,003414951	1,548473162	0,147466435	-0,002152579
Variable X 1	<b>0,6235</b>	0,076458405	8,155280878	3,08649E-06	0,456951212
Variable X 2	<b>1,1005</b>	0,113415356	9,702933472	4,95594E-07	0,853350821

De esta información se puede extraer lo siguiente:

Intercepción =  $c = 0.0053$

Variable X1 =  $a = 0.6235$

Variable X2 =  $b = 1.1005$

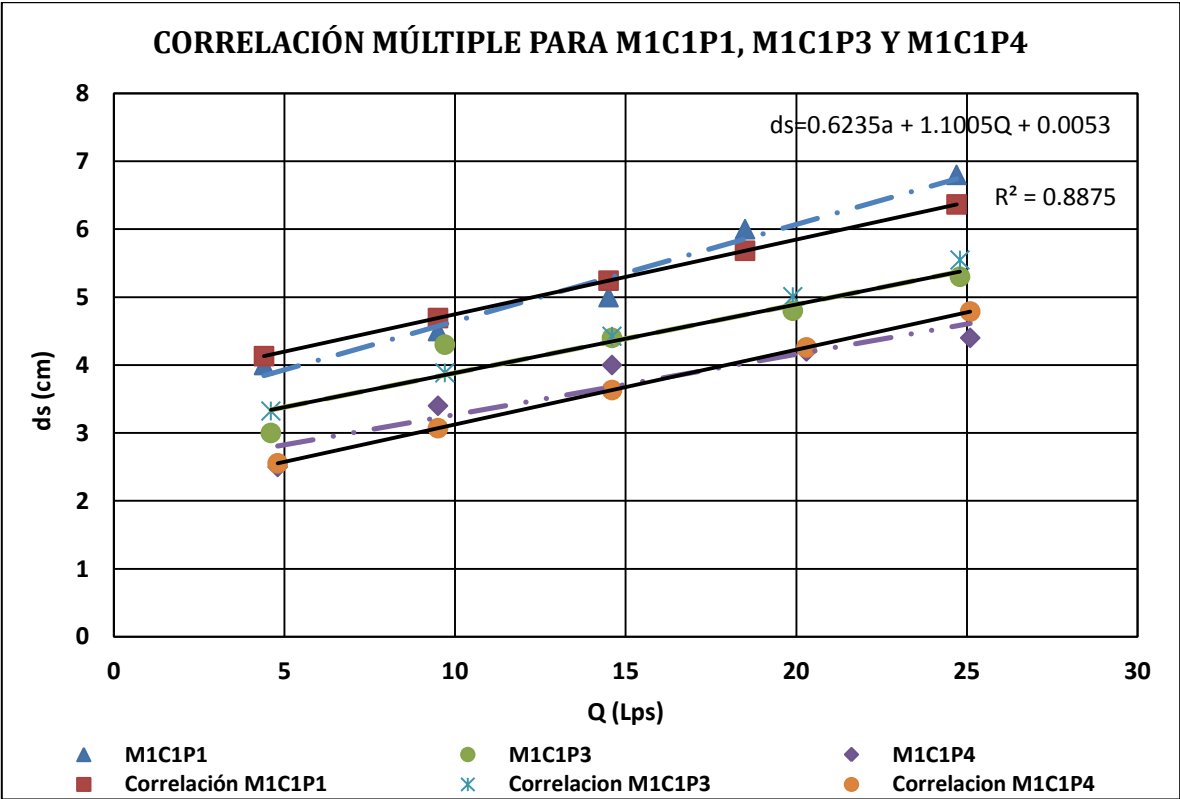
Es decir, la ecuación de regresión múltiple ajustada es:

$$d_s = 0,6235a + 1,1005Q + 0,0053$$

$$R^2 = 0,9285$$

Ahora bien, la ecuación  $d_s = 0,6235a + 1,1005Q + 0,0053$ , expresión donde  $d_s$  es la profundidad de socavación en m,  $a$  el diámetro de la pila en m y  $Q$  el caudal en  $m^3/s$  y la gráfica 11 carecen de la variable tamaño característico del material del lecho, por lo que es necesario hacer otros ensayos donde se opere el modelo físico con las configuraciones propuestas pero cambiando el componente del lecho por una material uniforme de un solo tamaño característico, con el fin de conocer su incidencia respecto a la socavación y poder presentar esta variable dentro de la ecuación propuesta.

**Gráfica 11.** Correlación múltiple de los resultados de socavación local vs. caudal para M1C1P1, M1C1P3 y M1C1P4 para un lecho de arena bien gradado no uniforme de  $D_{50}=1$  mm



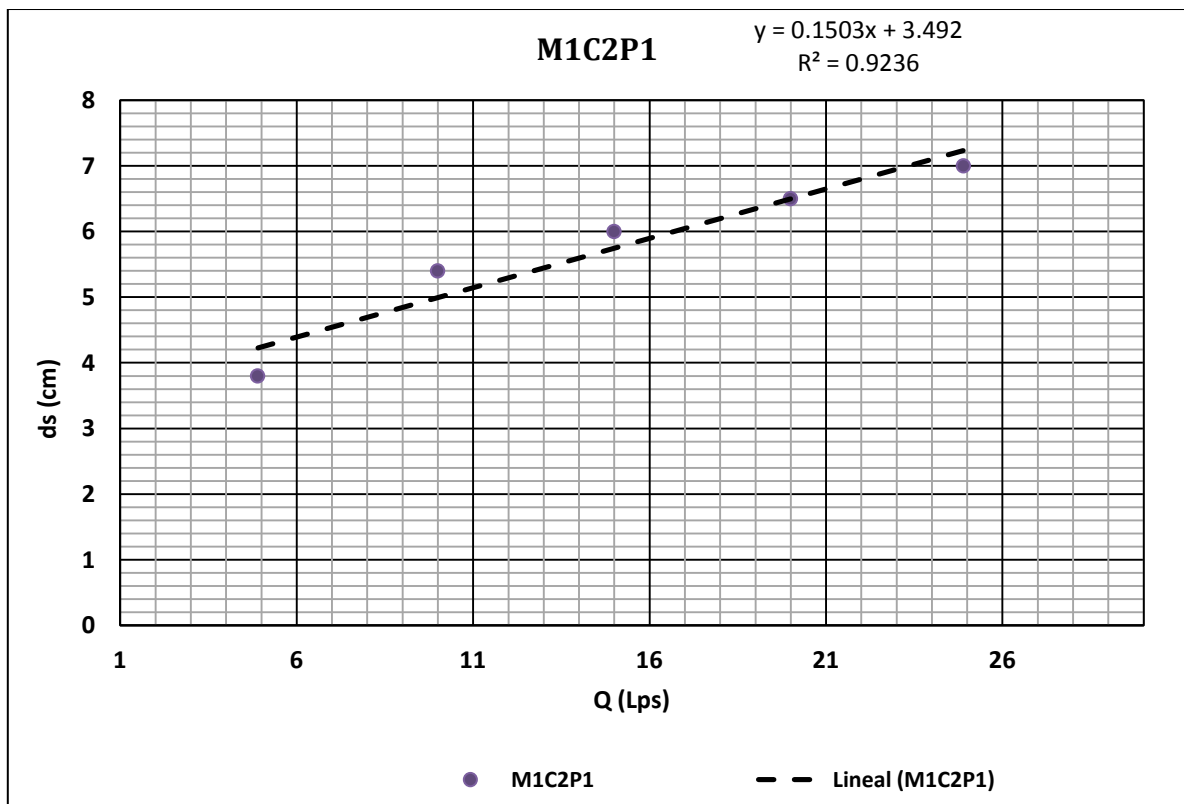
En los ensayos que se hicieron con la configuración dos (C2), en los que se separaron las pilas un diámetro entre ellas, se puede observar alguna tendencia entre la socavación y el caudal modelado (tablas 17 a 20 y gráficas 12 a 15). Para los ensayos con dos pilas se generó un incremento de la socavación en función del caudal, esto quiere decir que a medida que se incrementó el caudal en el modelo aumentó la socavación. Esta tendencia

de crecimiento se observa casi paralela para todos los ensayos. Esto ratifica que la anomalía que se presentó en el ensayo M1C1P2 del grupo anterior se puede considerar como una distorsión causada por limitaciones en la toma de las medidas y las condiciones de operación del modelo.

**Tabla 17.** Resultados de la socavación local ( $d_s$ ) para la configuración M1C2P1

M1C2P1		
No.	Q	$d_s$
	Lps	(cm)
1	4.9	3.8
2	10.0	5.4
3	15.0	6.0
4	20.0	6.5
5	24.9	7.0

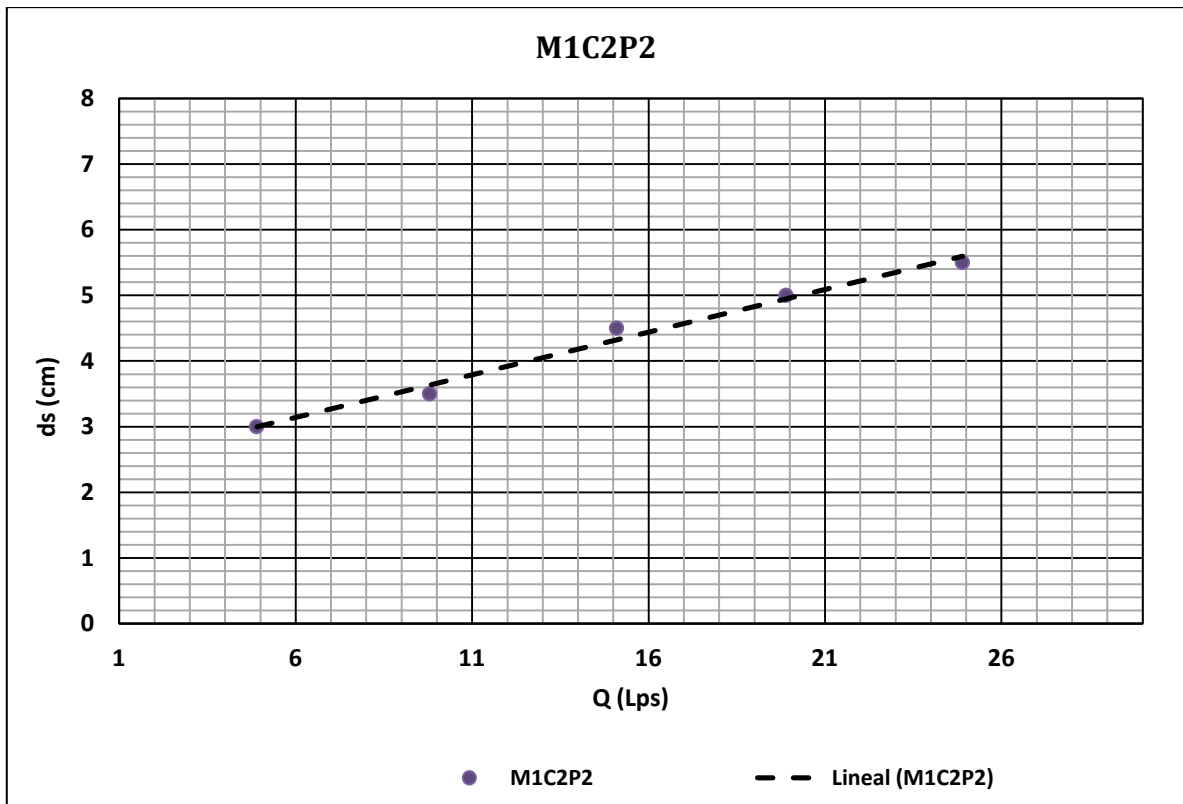
**Gráfica 12.** Socavación local vs. caudal para M1C2P1 para un lecho de arena bien gradado no uniforme de  $D_{50}=1$  mm



**Tabla 18.** Resultados de la socavación local ( $d_s$ ) para la configuración M1C2P2

M1C2P2		
No.	Q	$d_s$
	Lps	(cm)
1	4.9	3.0
2	9.8	3.5
3	15.1	4.5
4	19.9	5.0
5	24.9	5.5

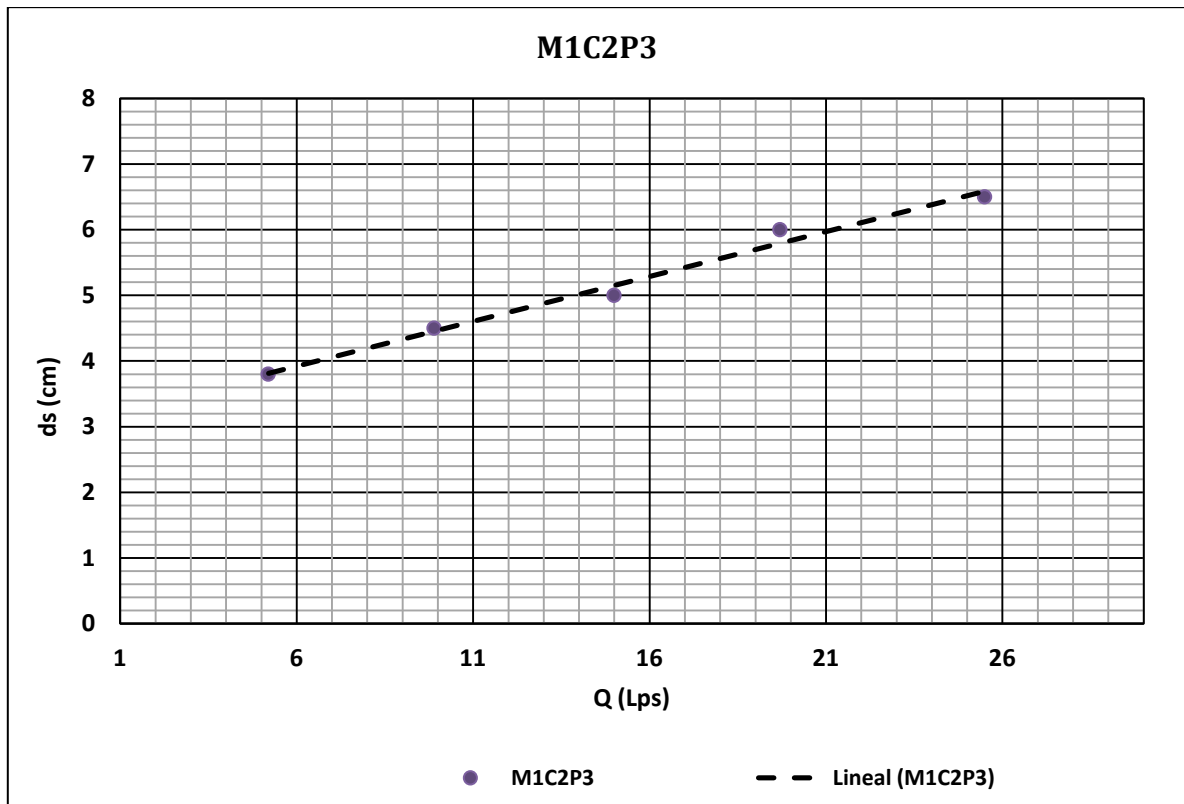
**Gráfica 13.** Socavación local vs. caudal para M1C2P2 para un lecho de arena bien gradado no uniforme de  $D_{50}=1$  mm



**Tabla 19.** Resultados de la socavación local ( $d_s$ ) para la configuración M1C2P3

M1C2P3		
No.	Q	$d_s$
	Lps	(cm)
1	5.2	3.8
2	9.9	4.5
3	15.0	5.0
4	19.7	6.0
5	25.5	6.5

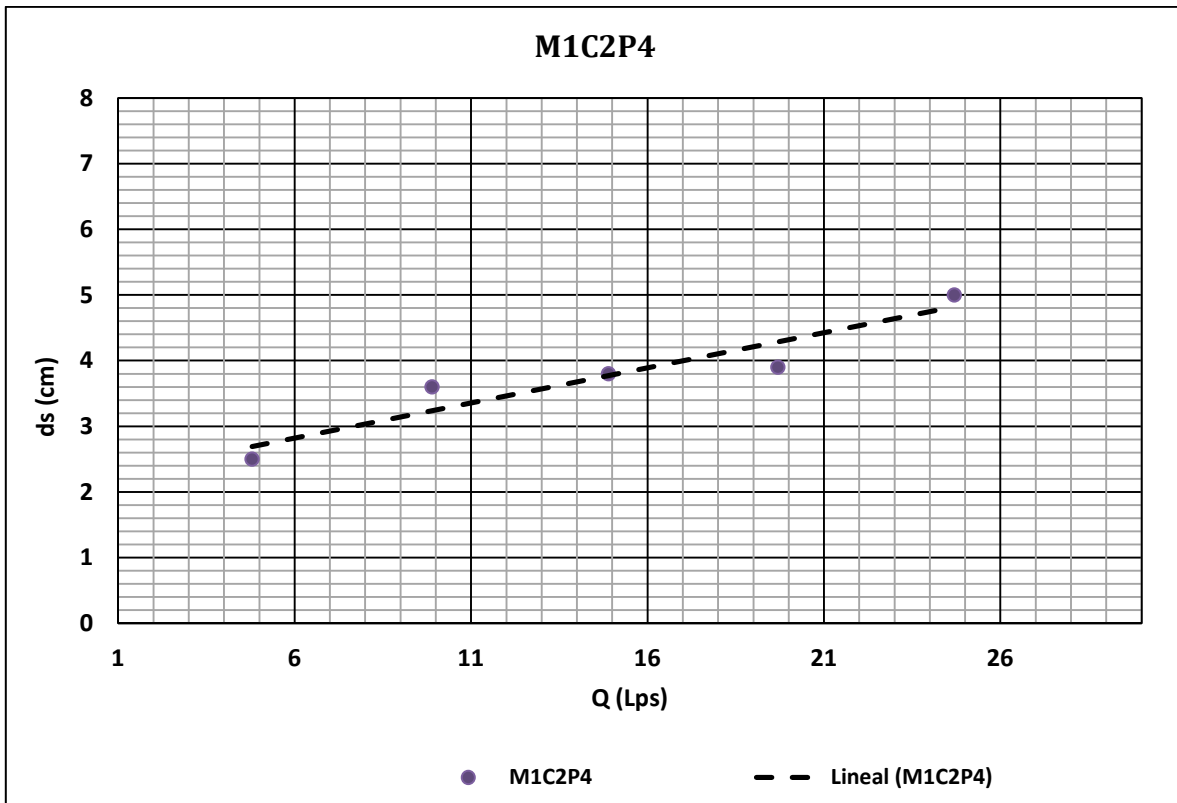
**Gráfica 14.** Socavación local vs. caudal para M1C2P3 para un lecho de arena bien gradado no uniforme de  $D_{50}=1$  mm



**Tabla 20.** Resultados de la socavación local ( $d_s$ ) para la configuración M1C2P4

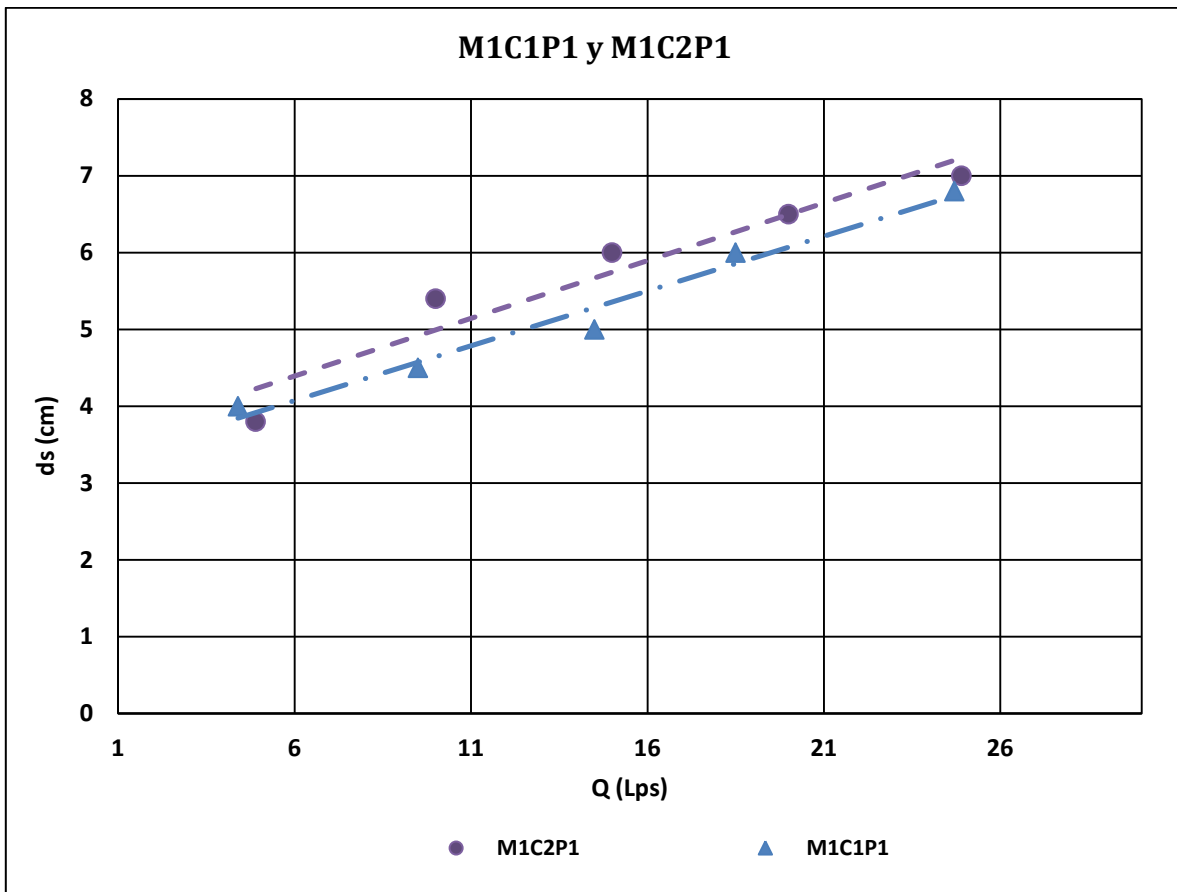
M1C2P4		
No.	Q	$d_s$
	Lps	(cm)
1	4.8	2.5
2	9.9	3.6
3	14.9	3.8
4	19.7	3.9
5	24.7	5.0

**Gráfica 15.** Socavación local vs. caudal para M1C2P4 para un lecho de arena bien gradado no uniforme de  $D_{50}=1$  mm



Con el fin de establecer alguna posible incidencia que se genere por la separación entre las pilas respecto a la socavación, a continuación se comparan los resultados obtenidos entre la socavación generada por una pila y la generada por dos pilas separadas un diámetro entre ellas (gráficas 16 a 18).

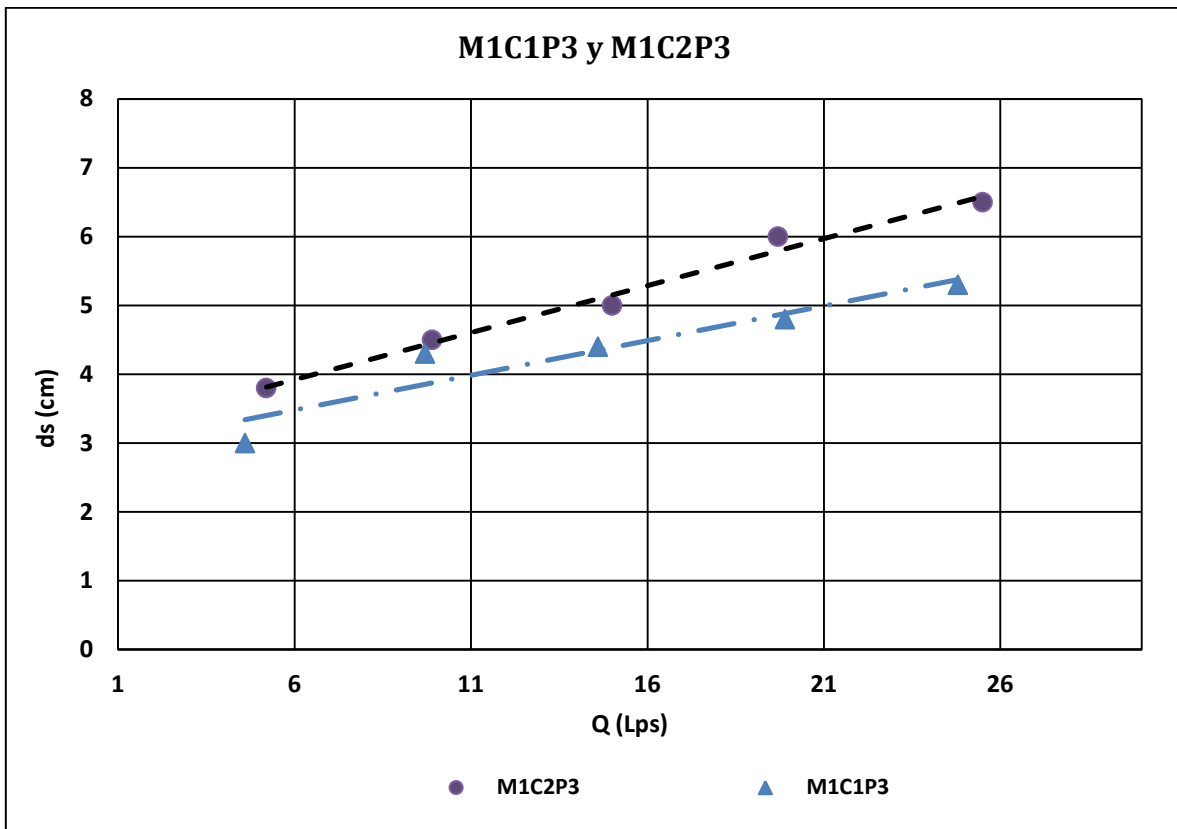
**Gráfica 16.** Incidencia de la separación de las pilas en la socavación local para M1C1P1 y M1C2P1 para un lecho de arena bien gradado no uniforme de  $D_{50}=1$  mm



En la gráfica 16 se observa cierta incidencia de la separación de las pilas en la generación del fenómeno de la socavación. En general, los ensayos con dos pilas separadas por un diámetro presentaron niveles de socavación un poco superiores respecto a los ensayos que se hicieron con una pila.

Ahora bien, con el fin de evidenciar alguna incidencia de la separación de las pilas en la generación del fenómeno de la socavación, es necesario realizar más ensayos con mayores valores de separación entre las pilas para poder analizar esta variable y concluir sobre ella.

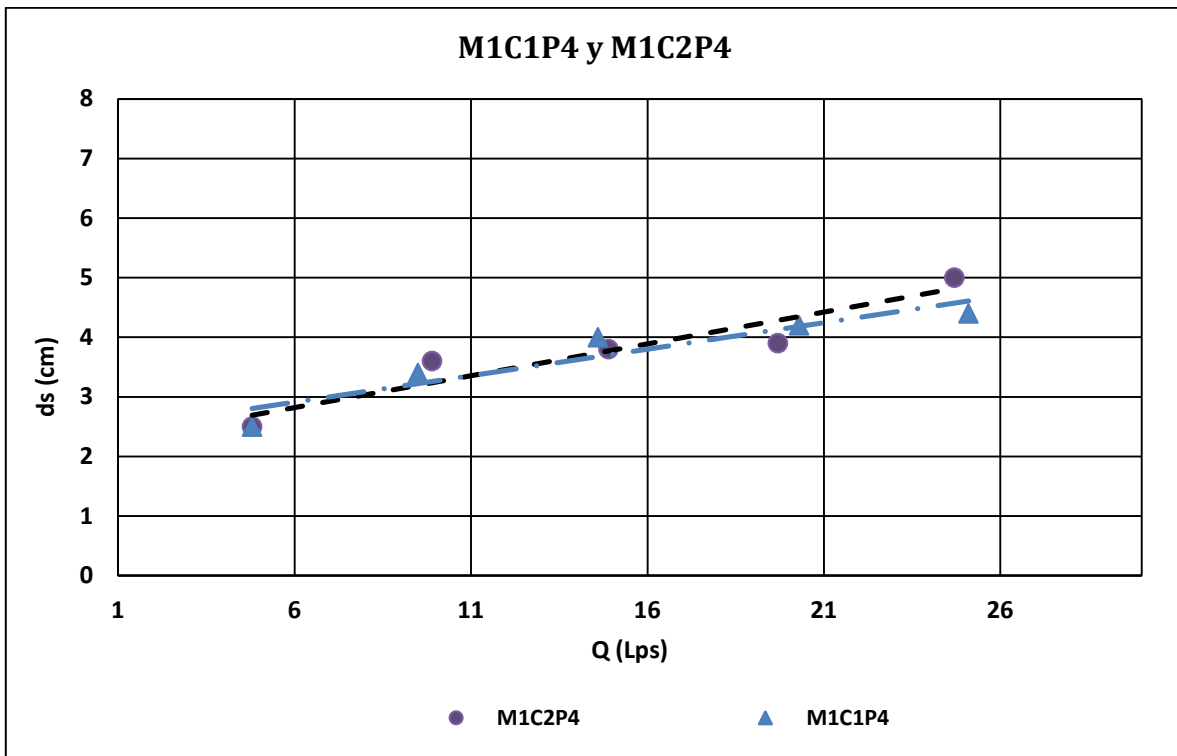
**Gráfica 17.** Incidencia de la separación de las pilas en la socavación local para M1C1P3 y M1C2P3 para un lecho de arena bien gradado no uniforme de  $D_{50}=1$  mm



En esta gráfica (gráfica 17) se observa un comportamiento similar al de la anterior, se pueden evidenciar valores de socavación mayores para la configuración de dos pilas separadas por un diámetro con respecto a la configuración de una pila.



**Gráfica 18.** Incidencia de la separación de las pilas en la socavación local para M1C1P4 y M1C2P4 y para un lecho de arena bien gradado no uniforme de  $D_{50}=1$  mm



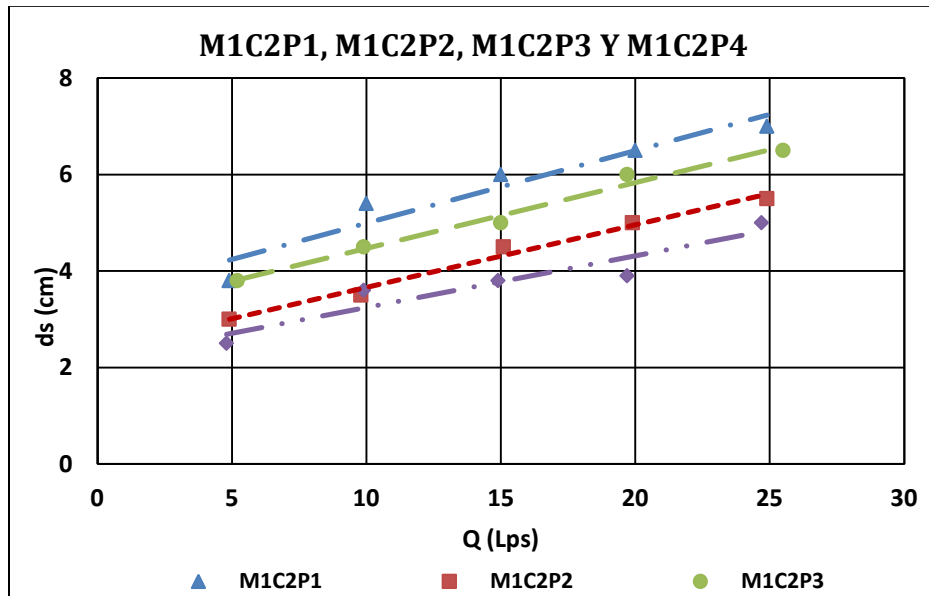
En la gráfica 18 se observa un posible traslape de las líneas de tendencias de los resultados de cada configuración, lo cual demuestra que aparentemente no existe incidencia de la separación de las pilas en el incremento de la socavación. Estos ensayos se realizaron con las pilas de menor diámetro. De acuerdo con esto, el ensayo M1C2P4 se comportó como si fuese una sola pila, generando resultados casi iguales a los del ensayo M1C1P4.

En ese sentido, para establecer la influencia de la separación de las pilas en la generación del fenómeno de la socavación es necesario realizar más ensayos con mayor separación entre las pilas (por ejemplo, separaciones de 2, 3 y 4 diámetros), para así conocer hasta qué separación se produce incidencia en el fenómeno de la socavación.

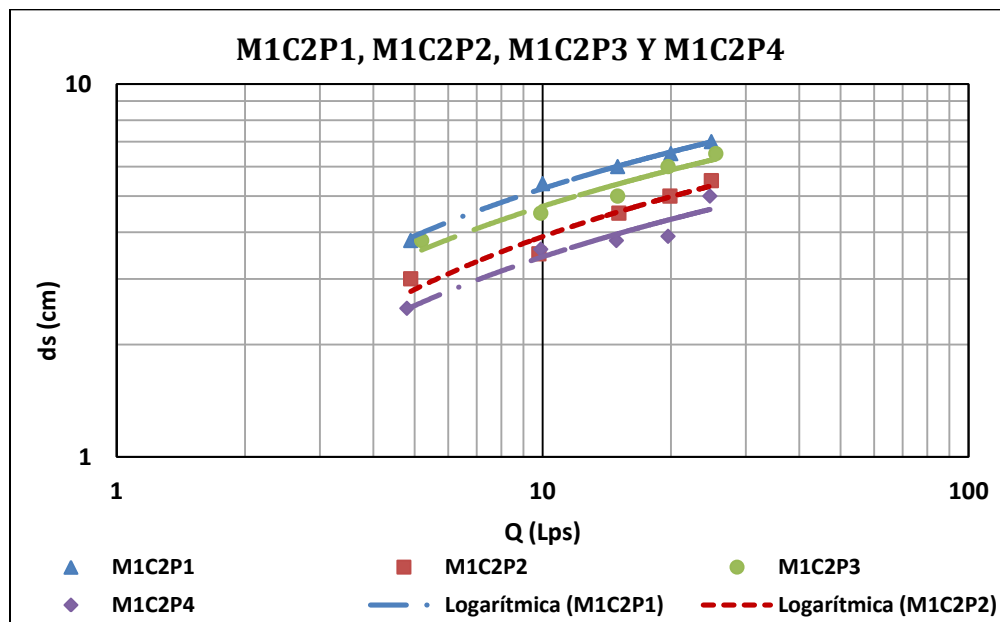
Por otra parte, en las gráficas 19 y 20 se observa que las líneas de tendencias de los ensayos realizados son casi paralelas y crecientes, es decir, los datos obtenidos para cada prueba de laboratorio tienen aparentemente una pendiente casi similar. Así mismo,

se aprecia que la socavación es mayor para la configuración de mayor diámetro de pila (M1C2P1), mientras que para la de menor diámetro de pila (M1C2P4) aparecen menores valores de socavación, lo cual podría indicar que la variable del diámetro de la pila (a) puede incidir en la generación del fenómeno de la socavación local.

**Gráfica 19.** Socavación local vs. caudal para M1C2P1, M1C2P2, M1C2P3 y M1C2P4 para un lecho de arena bien gradado no uniforme de  $D_{50}=1$  mm



**Gráfica 20.** Socavación local vs. caudal para M1C2P1, M1C2P2, M1C2P3 y M1C2P4 en escala logarítmica para un lecho de arena bien gradado no uniforme de  $D_{50}=1$  mm



Como se puede observar (gráficas 19 y 20) existe cierta tendencia entre la socavación, el caudal y el diámetro de la pila para los diferentes ensayos, por lo cual se hizo un análisis de correlación múltiple para obtener una ecuación que represente los resultados observados en el laboratorio de los ensayos de la operación del modelo físico.

Con la misma herramienta que se utilizó para la configuración de una pila se hizo la correlación múltiple para este grupo de ensayos, generando los resultados que se presentan a continuación (tabla 21 y 22).

**Tabla 21.** Resultados de las estadísticas de la regresión para la configuración 2 (dos pilas separadas un diámetro)

<i>Estadísticas de la regresión</i>	
Coefficiente de correlación múltiple	0,970152706
Coefficiente de determinación R <sup>2</sup>	0,941196272
R <sup>2</sup> ajustado	0,934278187
Error típico	0,003223931
Observaciones	20

**Tabla 22.** Análisis de varianza de la regresión para C2

ANÁLISIS DE VARIANZA					
	<i>Grados de libertad</i>	<i>Suma de cuadrados</i>	<i>Promedio de los cuadrados</i>	<i>F</i>	<i>Valor crítico de F</i>
Regresión	2	0,002828107	0,001414053	136,0486597	3,4669E-11
Residuos	17	0,000176693	1,03937E-05		
Total	19	0,0030048			
	<i>Coefficientes</i>	<i>Error típico</i>	<i>Estadístico t</i>	<i>Probabilidad</i>	<i>Inferior 95%</i>
Intercepción	<b>0,0011</b>	0,003106997	0,33859615	0,739060028	-0,005503173
Variable X 1	<b>0,7602</b>	0,074578451	10,19265747	1,16966E-08	0,602805826
Variable X 2	<b>1,3130</b>	0,101869015	12,88907454	3,34636E-10	1,09807249

De esta información se puede extraer lo siguiente:

Intercepción =  $c = 0.0011$   
 Variable X1 =  $a = 0.7602$   
 Variable X2 =  $b = 1.3130$

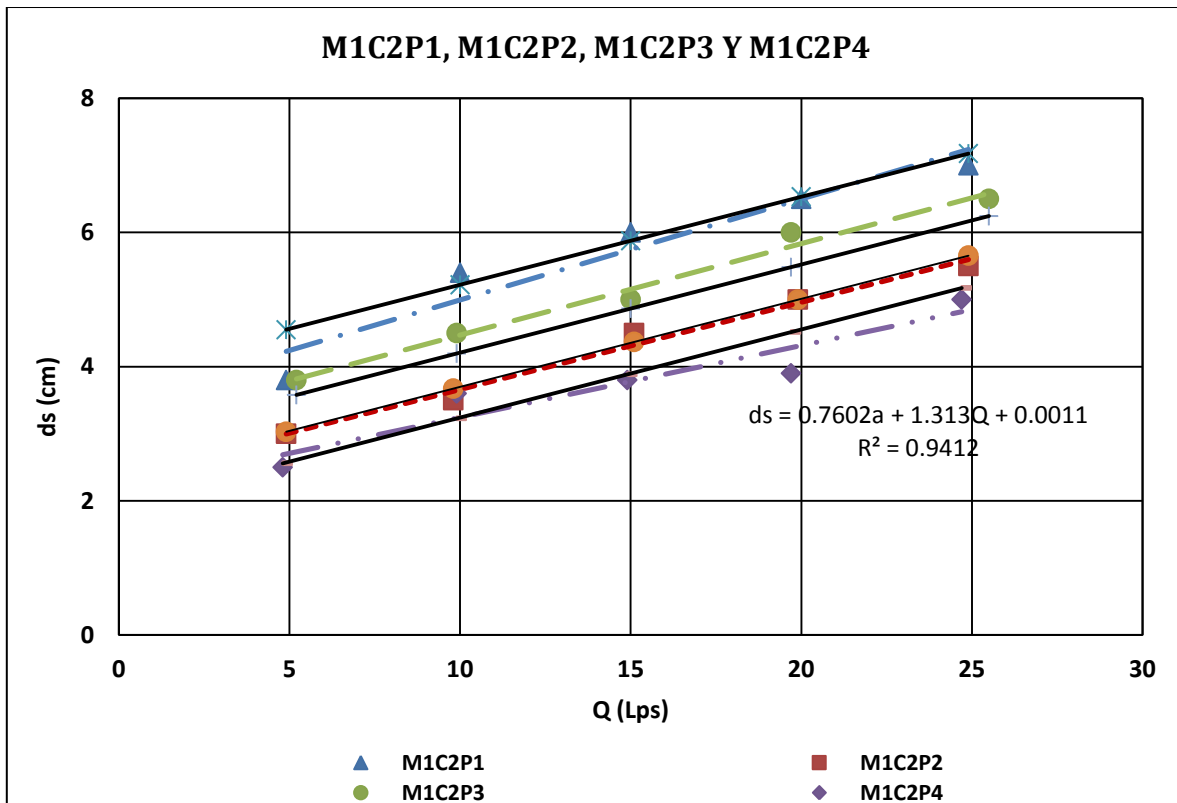
Es decir, la ecuación de regresión múltiple ajustada es:

$$d_s = 0.7602a + 1.313Q + 0.0011$$

$$R^2 = 0.9412$$

La ecuación  $d_s = 0,7602a + 1,313Q + 0,0011$ , expresión donde  $d_s$  es las profundidad de socavación en m,  $a$  el diámetro de la pila en m y  $Q$  el caudal en m<sup>3</sup>/s y la gráfica 21 carecen de las variables tamaño característico del material del lecho y separación de las pilas, por lo cual es necesario realizar otros ensayos en los que se opere el modelo físico con las configuraciones propuestas pero cambiando el componente del lecho por una material uniforme de un solo tamaño característico y con diferente separación entre las pilas, con el fin de conocer la incidencia del material del lecho y la separación de las pilas en la socavación y así considerar esta variable dentro de la ecuación propuesta.

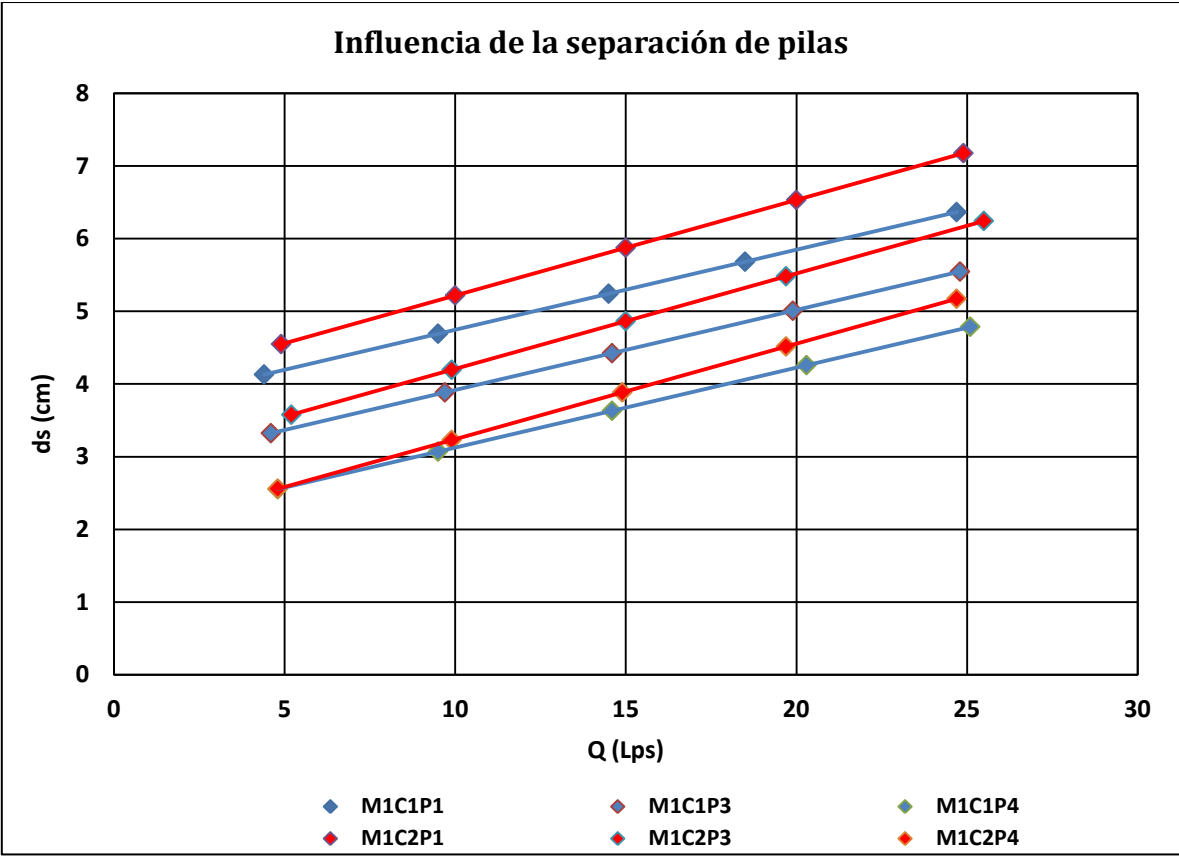
**Gráfica 21.** Correlación múltiple de los resultados de socavación local vs. caudal para M1C1P1, M1C1P3 y M1C1P4 para un lecho de arena bien gradado no uniforme de  $D_{50}=1$  mm



La gráfica 22 se construyó con los resultados de las correlaciones múltiples realizadas para las dos configuraciones. Se observa que la separación de la pila aparentemente

tiene incidencia en la generación del fenómeno de socavación, lo cual quiere decir que los ensayos en los que se utilizaron las dos pilas separadas por un diámetro generaron valores un poco mayores de socavación respecto a los que se hicieron con una sola pila, por lo cual esta separación podría ser una variable que incide en el fenómeno de socavación. Se hace necesario realizar más ensayos utilizando configuraciones donde se incluyan separaciones mayores a las que se emplearon en esta investigación.

**Gráfica 22.** Incidencia de la separación de pilas en la socavación local basados en los resultados de la correlación múltiple para un lecho de arena bien gradado no uniforme de  $D_{50}=1\text{ mm}$



De acuerdo con los resultados de las gráficas anteriores, la profundidad local de socavación está directamente relacionada con el caudal (Q), debido a que a medida que se incrementa el caudal se observa una relación y se aumenta la socavación local.

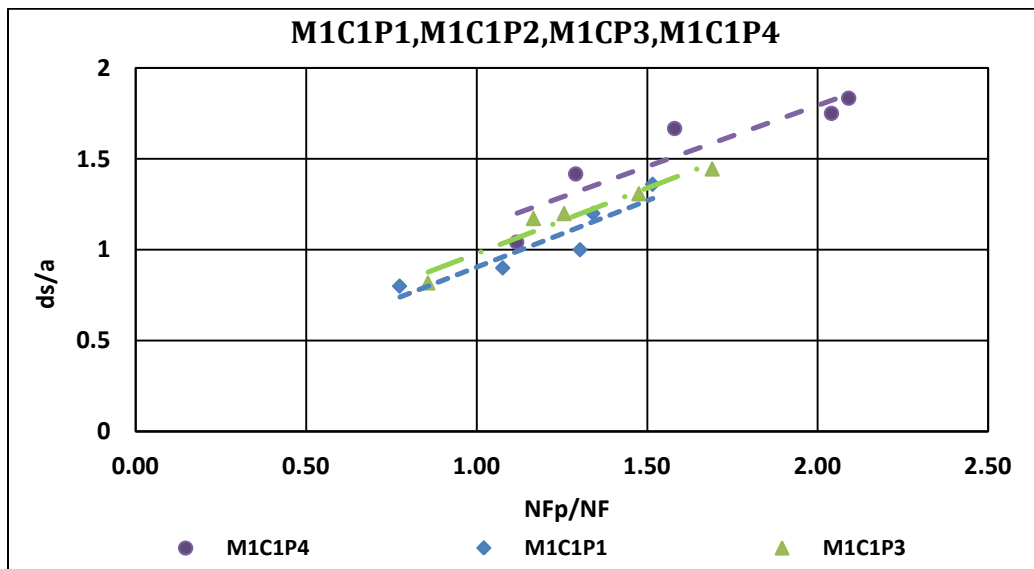
Ahora bien, la presencia de un obstáculo sobre las líneas de corrientes genera distorsiones por el choque que se presenta, es decir, que el ancho de la pila influye en la

variación de la velocidad media del flujo en la sección. La incidencia de la pila en las condiciones del flujo se puede representar a través del número de Froude de la pila ( $NF_p$ ), así:  $NF_p = \frac{v}{\sqrt{g \cdot a}}$ .

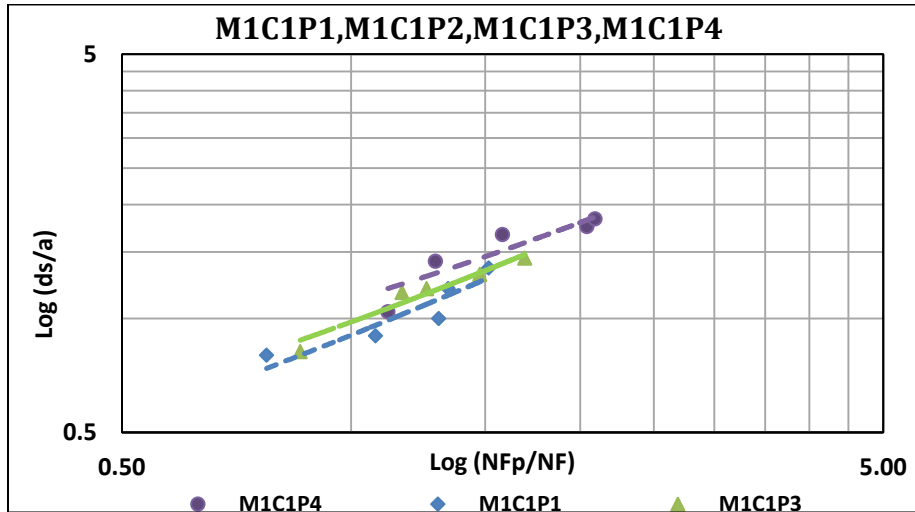
La socavación local no sólo está en función de la velocidad media del flujo en la sección sino que también depende del ancho del obstáculo que interfiere con el libre paso de las líneas de corriente del flujo, en las gráficas (gráficas 23 y 24). se puede apreciar una posible tendencia entre la relación de los números de Froude de la pila y del flujo con respecto a la socavación local.

Por su parte, la gráfica 23 evidencia que las líneas de tendencia de los resultados de los ensayos son casi paralelas entre sí, lo cual demuestra una posible relación de  $NF_p/NF$  respecto a la socavación local. Adicionalmente, se observa que para relaciones de números de Froude menores se generan menores niveles de socavación y para mayores valores de la relación  $NF_p/NF$  se generan mayores niveles de socavación.

**Gráfica 23.** Socavación local proporcional al diámetro de la pila vs. la relación del número de Froude de la pila con respecto al número de Froude del flujo, para M1C1P1, M1C1P2, M1C1P3 y M1C1P4 para un lecho de arena bien gradado no uniforme de  $D_{50}=1$  mm

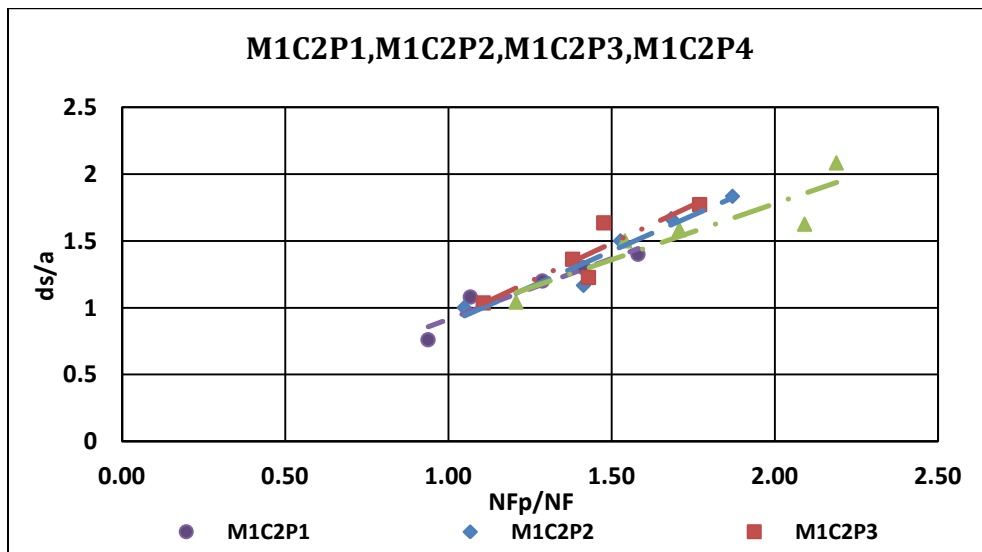


**Gráfica 24.** Socavación local proporcional al diámetro de la pila vs. la relación del número de Froude de la pila con respecto al número de Froude del flujo en escala logarítmica, para M1C1P1, M1C1P2, M1C1P3 y M1C1P4 para un lecho de arena bien gradado no uniforme de  $D_{50}=1$  mm



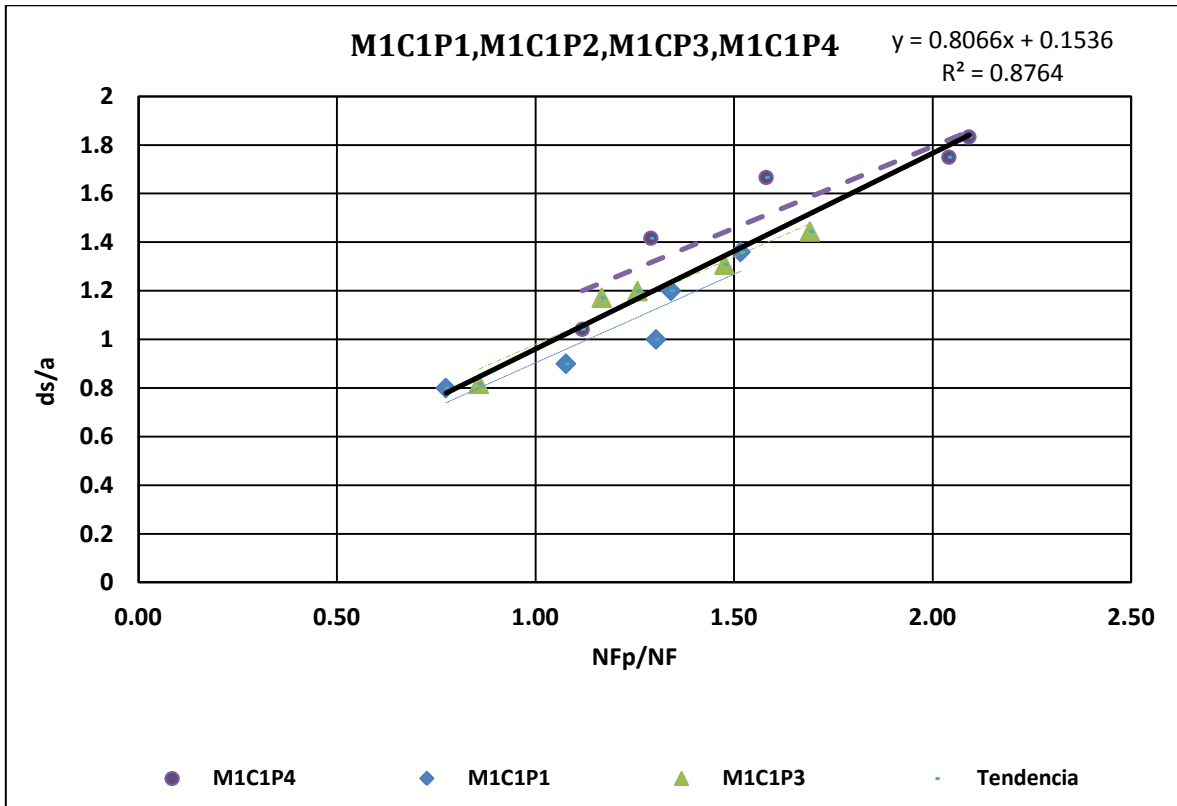
En la gráfica 25 se evidencia una aparente sobreposición entre las líneas de tendencias de los resultados de cada ensayo para las dos configuraciones, lo cual sugiere que los resultados de las socavaciones en función de la relación de los números de Froude ( $NF_p/NF$ ) fueron casi los mismos, observándose una aparente tendencia en todos los resultados de los ensayos.

**Gráfica 25.** Socavación local proporcional al diámetro de la pila vs. la relación del número de Froude de la pila con respecto al número de Froude del flujo, para M1C1P1, M1C1P2, M1C1P3 y M1C1P4 para un lecho de arena bien gradado no uniforme de  $D_{50}=1$  mm



En ese sentido, se propone una ecuación para estimar el fenómeno de la socavación local en pilas circulares para un lecho de arena bien gradado no uniforme de  $D_{50}=1$  mm.

**Gráfica 26.** Tendencia de la socavación local proporcional al diámetro de la pila vs. la relación del número de Froude de la pila con respecto al número de Froude del flujo, para M1C1P1, M1C1P3 y M1C1P4 para un lecho de arena bien gradado no uniforme de  $D_{50}=1$  mm



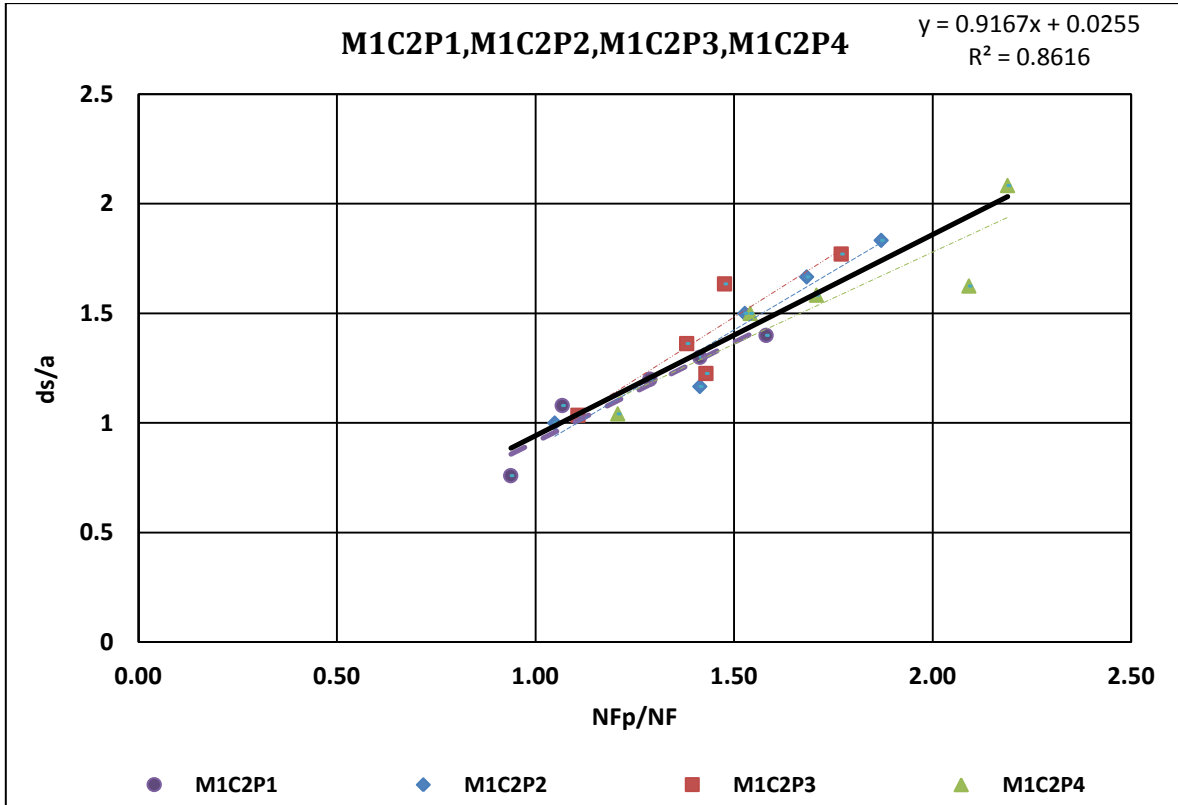
Con base en los resultados de las gráficas 26 y 27 se presentan dos ecuaciones empíricas para calcular la socavación local en pilas, de acuerdo con las configuraciones que se trabajaron en el modelo físico.

Forma de la ecuación para una pila:

$$\frac{d_s}{a} = 0,8066 * \left(\frac{NF_p}{NF}\right) + 0.1536$$



**Gráfica 27.** Tendencia de la socavación local proporcional al diámetro de la pila vs. la relación del número de Froude de la pila con respecto al número de Froude del flujo en escala logarítmica, para M1C2P1, M1C2P2, M1C2P3 y M1C2P4 para un lecho de arena bien gradado no uniforme de  $D_{50}=1$  mm



Forma de la ecuación para dos pilas separadas un diámetro

$$\frac{d_s}{a} = 0,9167 * \left(\frac{NF_p}{NF}\right) + 0.0255$$

Con el fin de recomendar algún grupo de ecuaciones a partir de los resultados de la operación del modelo en el laboratorio fue necesario calcular la socavación con las ecuaciones que contenían las variables estudiadas en este trabajo. Estas ecuaciones las agrupó Rodríguez (2016) y se utilizaron en esta investigación, así:

### Grupo I<sup>1</sup>

Breussers

$$d_s = 1,4 * a$$

donde

$a =$  Ancho de la pila

Larras

$$d_s = 1,05 * K * a^{0,75}$$

donde

$K =$  Constante de Larras

Laursen I

$$d_s = 1,2 * a^{0,70} * y^{0,30}$$

### Grupo II<sup>2</sup>

Shen I

$$d_s = 0,00073 * R_e^{0,619}$$

donde

$$R_e = \text{Número de Reynolds de la pila } \frac{V * A}{v}$$

Shen II – 1

---

<sup>1</sup> Según Rodríguez (2016), a este grupo pertenecen las ecuaciones cuya expresión de cálculo tiene la siguiente forma general:  $\frac{d_s}{y_0} = A \left( \frac{b}{y_0} \right)^x$  donde,  $d_s =$  es la profundidad máxima de socavación medida desde el nivel medio del lecho (m),  $b =$  ancho de la pila normal a la corriente (m),  $x, A =$  coeficientes y  $y_0 =$  profundidad media del flujo aguas arriba de la pila (m).

<sup>2</sup> Según Rodríguez (2016), a este grupo pertenecen las ecuaciones cuya expresión de cálculo tiene la siguiente forma general:  $\frac{d_s}{y_0} = B N_a^s \left( \frac{b}{y_0} \right)^t$  donde,  $d_s =$  es la profundidad máxima de socavación medida desde el nivel medio del lecho (m),  $b =$  ancho de la pila normal a la corriente (m),  $N_a =$  número adimensional de la pila, que puede ser el número de Froude o el número de Reynolds,  $t, B, s =$  coeficientes y  $y_0 =$  profundidad media del flujo aguas arriba de la pila (m).

$$d_s = 11,0 * NF_p^2 * a$$

donde

$$NF_p = \text{Número de Froude de la pila} \frac{V}{(g * a)^{1/2}}$$

Shen II – 2

$$d_s = 3,4 * NF_p^{0,67} * a$$

Coleman

$$d_s = 1,054 * V^{0,1} * a^{0,9}$$

donde

$V = \text{Velocidad media del flujo al frente de la pila}$

### Grupo III<sup>3</sup>

Inglis - Poona

$$d_s = 2,32 * \left( \frac{q^{2/3}}{a} \right)^{0,78} * a$$

donde

$$q = \text{Caudal unitario al frente de la pila} \frac{Q}{b}$$

Ahmad

$$d_s = K * q^{2/3}$$

$$q = \text{Caudal unitario al frente de la pila} \frac{Q}{b}$$

$K = \text{factor de corrección por la forma de la pila. Varía entre 1,9 y 3,4}$

---

<sup>3</sup> Según Rodriguez (2016), a este grupo pertenecen las ecuaciones cuya expresión de cálculo tiene la siguiente forma general:  $\frac{d_s}{y_0} = CF_r^y \left( \frac{b}{y_0} \right)^z - 1$  donde,  $d_s =$  es la profundidad máxima de socavación medida desde la superficie libre del agua (m),  $b =$  ancho de la pila normal a la corriente (m),  $F_r =$  número adimensional de la pila, que puede ser el número de Froude o el número de Reynolds,  $z, C, y =$  coeficientes y  $y_0 =$  profundidad media del flujo aguas arriba de la pila (m).

Los datos de entrada a cada ecuación se tomaron de la operación del modelo experimental, luego se estimó la socavación de acuerdo con cada autor. Esto se hizo con el fin de comparar los resultados observados con los calculados.

La herramienta que se utilizó para realizar la comparación fue la desviación absoluta. Sea  $d_{s_{obs,i}}$  la socavación observada en la operación del modelo  $i$  y  $d_{s_{k,i}}$  la socavación calculada usando la fórmula  $k$  en el experimento  $i$ , donde  $k = \{\text{Breussers, Larras, Laursen I, Shen I, Shen II-1, Shen II-2, Coleman, Inglis-Poona, Ahmad}\}$ . La desviación absoluta de la socavación para la fórmula  $k$  se define como:

Ecuación 1. Desviación absoluta

$$DA_k = \sum_i |d_{s_{obs,i}} - d_{s_{k,i}}|$$

A continuación se presenta el detalle de los resultados (tablas 23 a 26). Se calculó la desviación absoluta por cada dato, para cada autor y grupo, y se sumaron las desviaciones absolutas para conocer el grupo de ecuaciones que menor desviación presentaban.

**Tabla 23.** Desviaciones absolutas M1-C1P1

Desviaciones absolutas M1-C1P1								
Grupo I			Grupo II				Grupo III	
Breussers	Larras	Laursen I	Shen I	Shen II - 1	Shen II - 2	Coleman	Inglis - Poona	Ahmad
3.0	7.1	1.15	28.31	12.11	7.27	2.45	4.70	2.61
2.5	3.1	1.77	30.09	15.59	7.63	2.02	7.16	5.75
2.0	3.6	2.04	30.47	16.79	7.47	1.55	8.26	7.77
1.0	4.6	1.16	33.81	25.63	8.12	0.67	9.69	10.03
0.2	5.4	0.90	34.11	27.74	7.75	0.10	10.40	12.04
8.7	23.8	7.0	156.8	97.9	38.2	6.8	40.2	38.2
39.5			299.7				78.4	

**Tabla 24.** Desviaciones absolutas M1-C1P2

Desviaciones absolutas M1-C1P2								
Grupo I			Grupo II				Grupo III	
Breussers	Larras	Laursen I	Shen I	Shen II - 1	Shen II - 2	Coleman	Inglis - Poona	Ahmad
0.7	4.1	0.05	21.87	16.98	5.19	0.62	4.23	3.36
0.4	3.8	0.21	26.35	31.98	6.68	0.44	7.42	7.84
0.2	3.6	0.64	25.28	28.57	6.16	0.22	8.51	10.37
0.2	3.6	1.05	25.94	30.97	6.40	0.24	9.74	13.15
0.4	3.0	0.86	25.02	29.21	5.68	0.37	9.48	14.40
1.9	17.9	2.8	124.5	137.7	30.1	1.9	39.4	49.1
22.7			294.2				88.5	

**Tabla 25.** Desviaciones absolutas M1-C1P3

Desviaciones absolutas M1-C1P3								
Grupo I			Grupo II				Grupo III	
Breussers	Larras	Laursen I	Shen I	Shen II - 1	Shen II - 2	Coleman	Inglis - Poona	Ahmad
2.1	5.8	1.02	26.27	18.73	7.14	1.96	5.49	4.20
0.8	4.5	0.53	27.42	23.88	6.76	0.72	7.19	6.97
0.7	4.4	0.65	32.87	43.04	8.77	0.76	10.20	11.17
0.3	4.0	0.76	32.20	41.53	8.27	0.35	11.16	13.47
0.2	3.5	0.74	30.53	36.47	7.32	0.18	11.07	14.63
4.2	22.2	3.7	149.3	163.6	38.3	4.0	45.1	50.4
30.1			355.2				95.5	

**Tabla 26.** Desviaciones absolutas M1-C1P4

Desviaciones absolutas M1-C1P4								
Grupo I			Grupo II				Grupo III	
Breussers	Larras	Laursen I	Shen I	Shen II - 1	Shen II - 2	Coleman	Inglis - Poona	Ahmad
0.9	3.9	0.58	19.14	16.67	4.83	0.86	4.92	4.68
0.0	3.0	0.04	24.24	38.83	6.15	0.10	7.46	8.65

0.6	2.4	0.21	24.06	40.33	5.71	0.49	8.58	11.37
0.8	2.2	0.22	20.88	26.65	4.40	0.76	7.85	12.42
1.0	2.0	0.08	23.35	38.38	5.19	0.90	9.72	15.77
3.4	13.5	1.1	111.7	160.9	26.3	3.1	38.5	52.9
18.1			301.9				91.4	

A manera de resumen se presentan las desviaciones absolutas M1C1P1 (tabla 27).

**Tabla 27.** Desviaciones absolutas

	Fórmula	$DA_k$	$\sum_k \sum_i  d_{s_{obs,i}} - d_{s_{k,i}} $
Familia I	<i>Breussers</i>	8,7	39,5
	<i>Larras</i>	23,8	
	<i>Laursen I</i>	7,0	
Familia II	<i>Shen I</i>	156,8	299,7
	<i>Shen II-1</i>	97,9	
	<i>Shen II-2</i>	38,2	
	<i>Coleman</i>	6,8	
Familia III	<i>Inglis-Poona</i>	40,2	78,4
	<i>Ahmad</i>	38,2	

En general, la familia I y la fórmula de Coleman de la familia II presentan las menores desviaciones absolutas; por tanto, el mejor ajuste a los datos observados. Las fórmulas de Breussers (Ecuación 2) y Larras (Ecuación 3) se descartan<sup>4</sup> porque no tienen en cuenta variables que se obtuvieron en la investigación.

Ecuación 2. Fórmula de Breussers para la socavación

$$d_s = 1,4 * a$$

Ecuación 3. Fórmula de Larras para la socavación.

$$d_s = 1,05 * K * a^{0,75}$$

Ecuación 4. Fórmula de Laursen I para la socavación.

<sup>4</sup> La fórmula de Larras utiliza un factor de corrección que para el experimento es igual a 1; por tanto, también se descarta, ya que dicho valor la hace equivalente, en su estructura, a la fórmula de Breussers.

$$d_s = 1,5 * V^{0,7} * y^{0,3}$$

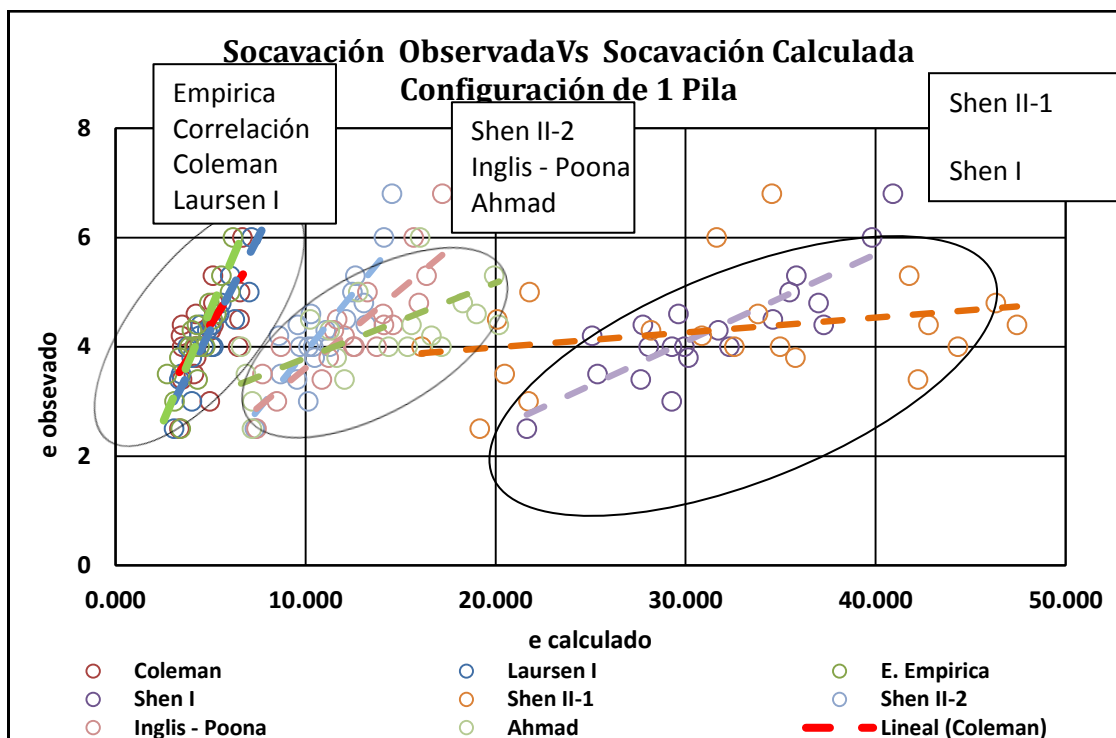
Ecuación 5. Fórmula de Coleman para la socavación.

$$d_s = 1,054 * V^{0,1} * a^{0,9}$$

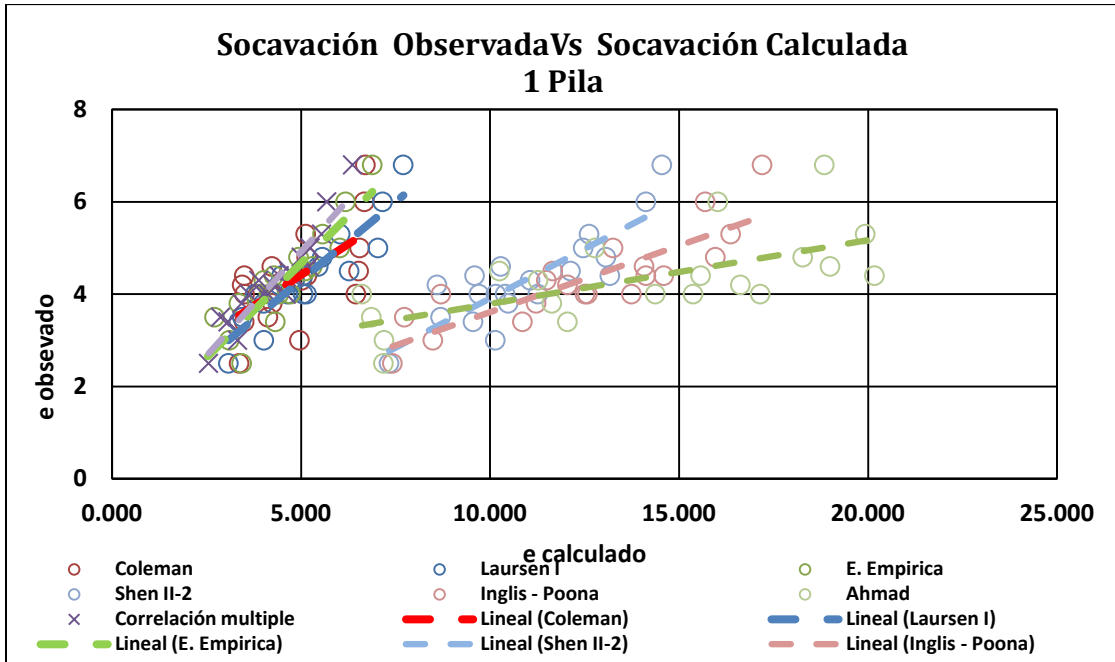
Coleman (Ecuación 5) es la que mejor se adapta y ajusta a los resultados de la operación del modelo. Además, las variables que utiliza este autor (velocidad y diámetro de la pila) se modelaron en el experimento, generando tendencia en la estimación del fenómeno.

A continuación se presentan los resultados de cada autor contrastados con los datos observados en el modelo físico (gráfica 28), se evidencian tres grandes grupos.

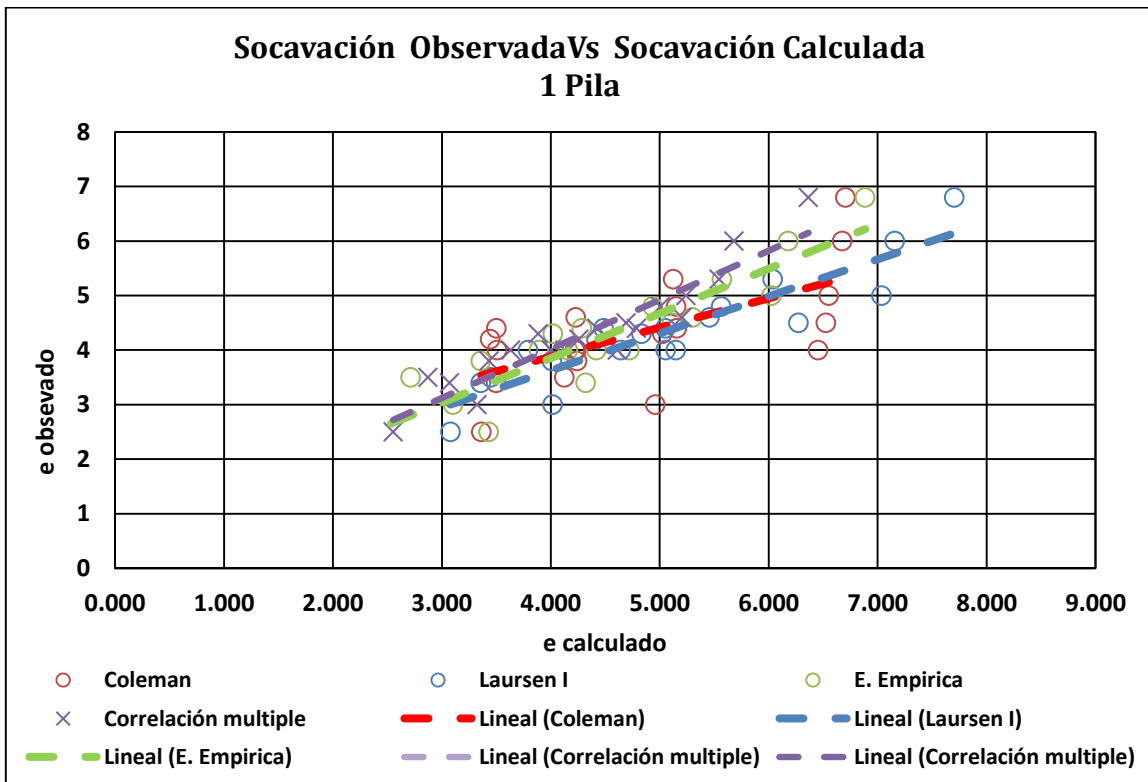
Gráfica 28. Socavación observada y estimada por cada autor



Gráfica 29. Socavación observada y estimada por cada autor (una pila)



Gráfica 30. Socavación observada y estimada por cada autor





En las gráficas 29 y 30 se observa que la ecuación empírica propuesta y la correlación múltiple presentan resultados cercanos a los de las ecuaciones de Coleman y Laursen I, por lo cual las propuestas de ecuaciones (Empírica y correlación múltiple) arrojan resultados cercanos a las ecuaciones encontradas en la literatura.

## Capítulo V

### 5) Conclusiones y recomendaciones

En este trabajo de grado se desarrolló un modelo a escala en un canal de laboratorio, del Centro de Estudios Hidráulicos de la Escuela Colombiana de Ingeniería Julio Garavito. Tiene una tubería de alimentación en PVC con 8 pulgadas de diámetro, una válvula de cierre, una cámara de aquietamiento y un canal rectangular. El modelo tiene una longitud de 3,3 m y un ancho variable que oscila entre 0,357 y 0,445 m; se construyó en acrílico y la pendiente del fondo se obtuvo con un espesor variable del lecho.

Para simular las pilas de un puente, en el modelo se instalaron unas barras circulares hechas en acrílico de 3 y 5 cm de diámetro y otras en madera de 2,4 y 3,67 cm, respectivamente. Se hicieron ensayos con dos configuraciones: una pila ubicada en el centro del canal y dos pilas transversales al flujo separadas un diámetro entre ellas (figura 3).

Adicionalmente, se colocó arena en el lecho bien gradada con un diámetro característico  $D_{50} = 1,0$  mm. Se cubrió una longitud de 1,28 m, con un espesor inicial del lecho de 0,12 m y uno final de 0,10 m, generando una pendiente de 1,562 %. En los extremos del material del lecho se colocó grava para evitar el lavado de la arena.

Tomando en cuenta las dimensiones del modelo, los resultados de los pre-ensayos y las limitaciones físicas y económicas para realizar esta investigación, se determinó operar el modelo con caudales hasta de 25 Lps.

Esta investigación se realizó en condición de agua clara, esto quiere decir que durante la operación del modelo físico no se produjo transporte de sedimentos.

Este estudio se realizó en el régimen de flujo subcrítico ( $NF < 1$ ) para simular las condiciones de flujo que se presenta en los ríos de la parte baja de una cuenca, que

corresponde a la condición aluvial de los cauces, la cual se logró para el rango de los caudales que se ensayaron.

Se hicieron diez ensayos preliminares para conocer las limitaciones del modelo y el comportamiento del fenómeno de la socavación local. De acuerdo con las condiciones económicas y físicas disponibles para esta investigación y a la literatura recopilada y analizada en este trabajo, se seleccionaron las variables que fueron estudiadas durante la operación del modelo experimental en el laboratorio, las cuales fueron el caudal ( $Q$ ), el diámetro de la pila ( $a$ ) y el número de pilas. Así mismo, se definió modelar dos configuraciones de pilas, la primera con una pila centrada en el canal y la segunda con dos pilas transversales al flujo separadas un diámetro entre ellas, con el fin de establecer la posible incidencia que pueda generar el número de pilas en la socavación local. De esta manera se determinó realizar 20 ensayos para cada configuración.

El modelo físico cuenta con una válvula de entrada al canal, la cual se manipuló lentamente con el fin de evitar un incremento súbito del flujo que generara el lavado del lecho. Una vez se alcanzó el caudal de estudio, el modelo se dejó operando durante 30 minutos para lograr la altura de socavación definitiva. Posteriormente, con ayuda del flexómetro y la observación visual, se tomaron los datos correspondientes a la profundidad de la lámina de agua frente a la pila y el espesor del material del fondo después de la operación del modelo. Luego, lentamente se llevó el caudal a cero para evitar una reducción brusca del flujo que generara alguna perturbación en el material del lecho y se midió la profundidad de socavación al frente de la pila.

Con base en los resultados obtenidos en el laboratorio para una pila (gráficas 4 a 7), se puede concluir que en condiciones de flujo subcrítico la profundidad de la socavación local está directamente relacionada con el caudal ( $Q$ ), ya que a medida que éste se incrementa aumenta la socavación. Para el caso particular del modelo físico operado en este estudio, el incremento del caudal aumenta la velocidad media de la sección, la cual, a su vez, incrementa los esfuerzos cortantes.

Adicionalmente, los mayores valores de socavación se obtuvieron para el ensayo que utilizó el mayor diámetro de pila estudiado, mientras que para el ensayo que utilizó menor

diámetro de pila se observan menores valores de socavación (gráficas 8 a 10), lo cual indica que además del caudal (Q), la velocidad media de la sección (V) o el esfuerzo cortante ( $\tau$ ), el diámetro de la pila (a) tiene incidencia en la magnitud de la socavación local. La presencia de una pila genera obstrucción del flujo, lo cual reduce la sección hidráulica de éste incrementando la velocidad media del flujo, la cual, a su vez, incrementa los esfuerzos cortantes.

En los ensayos realizados con una pila existe cierta tendencia creciente de la profundidad de socavación con el caudal y el diámetro de la pila, razón por la cual se hizo un análisis de correlación múltiple para obtener una ecuación que represente los resultados observados en los ensayos del modelo experimental en el laboratorio. La ecuación resultante de este análisis fue:  $d_s = 0,6235a + 1,1005Q + 0,0053$ , expresión en la que  $d_s$  es la profundidad de socavación en m, a el diámetro de la pila en m y Q el caudal en  $m^3/s$ . Una vez obtenida la expresión anterior, se concluye que no existe una similitud en la forma de esta ecuación con respecto a las ecuaciones analizadas en esta investigación.

Con base en los resultados obtenidos en los ensayos que se realizaron con dos pilas transversales al flujo separadas un diámetro entre ellas, se puede indicar que la profundidad de socavación local está directamente relacionada con el caudal (Q), dado que se presenta una tendencia creciente de la socavación con el incremento del caudal (gráficas 12 a 15), es decir, a medida que se incrementó el caudal en el modelo se aumentó la socavación local.

Así mismo, la socavación local es mayor para la configuración de mayor diámetro de pila, mientras que para la de menor diámetro de pila se obtienen menores valores de socavación, lo cual podría indicar que la variable del diámetro de la pila (a) puede incidir en la generación del fenómeno de la socavación local.

De acuerdo con lo anterior, se hizo un análisis de correlación múltiple para obtener una ecuación que represente los resultados observados en el laboratorio. La ecuación resultante fue:  $d_s = 0,7602a + 1,313Q + 0,0011$ , expresión en la que  $d_s$  es la profundidad de socavación en m, a el diámetro de la pila en m y Q el caudal en  $m^3/s$ . Una

vez obtenida la expresión anterior, se concluye que no existe una similitud en la forma de esta ecuación con respecto a las ecuaciones analizadas en esta investigación.

La configuración de dos pilas separadas un diámetro entre ellas aparentemente tiene mayor incidencia en la generación del fenómeno de socavación local con respecto a una pila, esto quiere decir que los ensayos en los que se utilizaron las dos pilas separadas por un diámetro generaron valores un poco mayores respecto a los que se hicieron con una sola pila (gráfica 22), por lo cual la separación entre pilas podría ser una variable que incide en la generación del fenómeno de la socavación local.

La socavación local no sólo estaría en función de la velocidad media del flujo en la sección sino que también dependería del ancho del obstáculo. En los resultados de la operación del modelo físico se puede apreciar una posible tendencia entre la relación de los números de Froude de la pila ( $N_{Fp}$ ) y del flujo ( $N_F$ ) con respecto a la socavación local. Adicionalmente, se observa que para relaciones ( $N_{Fp}/N_F$ ) menores se generan bajos niveles de socavación y para mayores valores de la relación ( $N_{Fp}/N_F$ ) se generan niveles altos de este fenómeno.

En ese sentido, se propone una ecuación empírica con base en las gráficas 26 y 27 para estimar el fenómeno de la socavación local en pilas circulares para un lecho de arena bien gradado no uniforme de  $D_{50} = 1$  mm, la cuales se describen a continuación:

Forma de la ecuación para la configuración C1:

$$\frac{d_s}{a} = 0,8066 * \left( \frac{N_{Fp}}{N_F} \right) + 0.1536$$

Forma de la ecuación para la configuración C2:

$$\frac{d_s}{a} = 0,9167 * \left( \frac{N_{Fp}}{N_F} \right) + 0.0255$$

Donde,

$d_s = \text{profundidad de socavación (m)}$

$a = \text{diámetro de la pila (m)}$

$NF = \text{número de Froude}$

$NF_p = \text{número de Froude de la pila}$

Una vez comparadas las ecuaciones propuestas por diferentes autores y agrupadas según Rodríguez (2016), la familia I<sup>5</sup> (Breussers, Larras y Laursen I) y la fórmula de Coleman de la familia II<sup>6</sup> (Shen I, Shen II-1 y Shen II-2) presentan las menores desviaciones absolutas de la profundidad de socavación y, por lo tanto, los que mejor se ajustan a los datos observados. No obstante, la fórmula de Coleman es la que mejor se adapta y ajusta a los resultados de socavación local obtenidos en el laboratorio con la operación del modelo experimental.

Al comparar los resultados se evidenció que las ecuaciones propuestas en las familias II (Shen I, Shen II-1 y Shen II-2) y III<sup>7</sup> (Inglis - Poona y Ahmand) presentaron desviaciones absolutas altas de la profundidad de socavación con respecto a las obtenidas en el modelo experimental, lo cual se podría atribuir a condiciones de modelación distintas a las de esta investigación.

---

<sup>5</sup> Según Rodríguez (2016), a este grupo pertenecen las ecuaciones cuya expresión de cálculo tiene la siguiente forma general:  $\frac{d_s}{y_0} = A \left(\frac{b}{y_0}\right)^x$  donde,  $d_s$  = es la profundidad máxima de socavación medida desde el nivel medio del lecho (m),  $b$  = ancho de la pila normal a la corriente (m),  $x, A$  = coeficientes y  $y_0$  = profundidad media del flujo aguas arriba de la pila (m).

<sup>6</sup> Según Rodríguez (2016), a este grupo pertenecen las ecuaciones cuya expresión de cálculo tiene la siguiente forma general:  $\frac{d_s}{y_0} = BN_a^s \left(\frac{b}{y_0}\right)^t$  donde,  $d_s$  = es la profundidad máxima de socavación medida desde el nivel medio del lecho (m),  $b$  = ancho de la pila normal a la corriente (m),  $N_a$  = número adimensional de la pila, que puede ser el número de Froude o el número de Reynolds,  $t, B, s$  = coeficientes y  $y_0$  = profundidad media del flujo aguas arriba de la pila (m).

<sup>7</sup> Según Rodríguez (2016), a este grupo pertenecen las ecuaciones cuya expresión de cálculo tiene la siguiente forma general:  $\frac{d_s}{y_0} = CF_r^y \left(\frac{b}{y_0}\right)^z - 1$  donde,  $d_s$  = es la profundidad máxima de socavación medida desde la superficie libre del agua (m),  $b$  = ancho de la pila normal a la corriente (m),  $F_r$  = número adimensional de la pila, que puede ser el número de Froude o el número de Reynolds,  $z, C, y$  = coeficientes y  $y_0$  = profundidad media del flujo aguas arriba de la pila (m).

## Recomendaciones

Se sugiere hacer más ensayos con un rango de números de Froude mayores a 1 ( $NF > 1$ ), es decir, en el régimen de flujo supercrítico, con el objeto de analizar el impacto que puede generar el régimen de flujo en la generación del fenómeno de la socavación local.

El modelo operó con unas barras circulares en acrílico y otras en madera, que simulaban las pilas circulares de un puente. La diferencia de diámetros entre ellas fue escasa, de ahí que se recomienda realizar más ensayos variándolos significativamente, con el fin de evidenciar la incidencia que puede tener la variable del diámetro de la pila en la generación del fenómeno de la socavación local.

Se recomienda realizar más ensayos incrementado el número de pilas alineadas en el sentido transversal y longitudinal al flujo con diferentes separaciones entre ellas, con el fin de evidenciar la incidencia del número de pilas, la separación y el sentido con respecto al flujo en la generación del fenómeno de la socavación local.

Las variables tamaño característico del material del lecho y separación de las pilas no se consideraron en las ecuaciones propuestas en esta investigación, por lo que se hace necesario realizar ensayos en los que se opere el modelo físico con las configuraciones propuestas pero cambiando el componente del lecho por una material uniforme de un solo tamaño característico y con diferente separación entre las pilas, con el objeto de conocer la incidencia del material del lecho y la separación de las pilas en la socavación y así considerar estas variables dentro de las ecuaciones propuestas.

## 6) Bibliografía

1. Muñoz Díaz, É., Núñez Moreno, E. & Mohammadi, J. (2009). Investigation of Common Causes of Bridge Collapse in Colombia. 4, s.l. : ASCE, vol. 14. ISSN 1084-0680/2009/4-194–200.
2. Arneson, L.A. et al. (2012). Evaluating Scour At Bridges, 5<sup>th</sup> ed. Fort Collins, Colorado: U.S. Department of Transportation Federal Highway Administration. FHWA-HIF-12-003.
3. Campa Rodríguez, A. et al. (2016). Enhanced Method of Particle Image Velocimetry Applied to Measure the Scour Phenomena in Bridge Piers. México: © IASET, vol. 5. ISSN(P): 2278-9987; ISSN(E): 2278-9995.
4. Campa Rodríguez, A. & Astorga Bustillos, F.R. (2015). Methods for quantification of local scour at bridge piers. Chihuahua: *Ingeniería y Tecnología*, vol. IX.
5. Pilán, M.T. et al. (2005). Análisis de metodologías para predecir la socavación local en pilas complejas. Neuquén, Argentina: Cazeneuve Editores. Segundo Simposio Regional sobre Hidráulica de Ríos.
6. Juárez Badillo, E. & Rico Rodríguez, A. (1991). Mecánica de suelos, flujo de agua en suelos. México D.F.: Limusa, Grupo Noriega Editores, vol. Tomo 3, pp. 364 y 366. ISBN 968-18-0471-6.
7. Toapaxi, J. et al. (2015). Análisis de la socavación en cauces naturales. Quito: *Revista Politécnica*, vol. 35.
8. Melville, B.W. & Coleman, S.E. (2000). Bridge Scour. Colorado: Water Resources Publications LLC. ISBN 13: 978-1-887201-18-6.
9. Amsler, M. et al. (2000). El río Paraná en su tramo medio. Contribución al conocimiento y prácticas ingenieriles en un gran río de llanura. Santa Fe, Argentina: Universidad Nacional del Litoral, Centro de publicaciones, Secretaría de extensión.
10. Rodríguez Díaz, H.A. (2013). Hidráulica fluvial, fundamentos y aplicaciones. Socavación. Bogotá: Editorial Escuela Colombiana de Ingeniería. ISBN 978-958-8060-29-7.
11. Melville, B. W. & Sutherland, A. J. (1988). Design Method for Local Scour at Bridge Piers. ASCE, vol. 114. 0733-9420/88/0010-1210.
12. Plata, F., Saldarriaga, J.G. & Nalluri, C. (1999). *Revisión de ecuaciones que predicen la socavación local alrededor de pilas de puente*. Bogotá: *Revista de Ingeniería Uniandes*, pp. 52-59.



13. Álvarez, M.E. (2016). Socavación en puentes. Popayán: Lemoine Editores. ISBN 978-958-59035-4-8.
14. Ettema, R. (1990). Discussion of "Design Method for Local Scour at Bridge Piers" by B. W. Melville and A. J. Sutherland (October, 1988, vol. 114, No. 10). 10, s.l.: ASCE *Journal of Hydraulic Engineering*, 1990, vol. 116. ISSN 0733-9429.
15. Chiew, Y.-M. (1992). Scour Protection at Bridge Piers. 9, s.l.: ASCE *Journal of Hydraulic Engineering*, vol. 118. ISSN 0733-9429/92/0009-1260.
16. Raudkivi, A.J. (1986). Functional Trends of Scour at Bridge Piers. 1, s.l.: ASCE *Journal of Hydraulic Engineering*, vol. 112. ISSN 0733-9429/86/0001-0001.
17. Raudkivi, A.J. & Ettema, R. (1983). Clear-Water Scour at Cylindrical Piers. 3, s.l.: ASCE *Journal of Hydraulic Engineering*, vol. 109. ISSN 0733-9429/83/0003-0338.
18. Melville, B.W. (1992). *Discussion Study of Time-Dependent Local Scour Around Bridge Piers*. 11, s.l.: ASCE *Journal of Hydraulic Engineering*, vol. 118. 0733-9429(1992)118:11(1593), 1593-1595.
19. Dargahi, B. (1990). Controlling Mechanism of Local Scouring. 10, s.l.: ASCE *Journal of Hydraulic Engineering*, vol. 116. ISSN 0733-9429/90/0010-1197.
20. Otálora Carmona, A.H. (2016). Modelación numérica 3D con Ansys-Fluent del vertedero laberinto de la central hidroeléctrica La Naveta, en Apulo, Cundinamarca, a partir de un modelo físico a escala. Tesis de grado para optar al título de Maestría en Ingeniería Civil. Bogotá: Escuela Colombiana de Ingeniería Julio Garavito.
21. Braja M., D. (2004). Principios de ingeniería de cimentaciones. Sacramento: Cengage Learning Brook. ISBN-13: 978-970-686-481-9.