



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA

**Comparación numérico-experimental
de la sobreelevación de la superficie
libre del agua provocada por pilas de
puentes**

TESIS

Que para obtener el título de
Licenciatura en Ingeniería Civil

P R E S E N T A

Javier García Sotelo

DIRECTOR DE TESIS

Dr. José Luis Aragón Hernández



Ciudad Universitaria, Cd. Mx., 2018

Resumen

En la rama de la hidráulica de puentes se tienen diferentes parámetros para realizar el diseño del mismo; estos parámetros dependen tanto del caudal como de la geometría que presenta el río o canal en donde se colocará dicha estructura y los efectos que se provocaran debido a las pilas; uno de estos efectos es la sobreelevación que se produce aguas arriba de la pila, que para efectos de diseño, esto puede ser de gran importancia si se tiene un efecto de sobreelevación mayor al permitido, llegando a provocar un desbordamiento.

Las ecuaciones consideradas para realizar el cálculo de la sobreelevación han sido propuestas a partir de ensayos de laboratorio por distintos investigadores, así como también, se hace uso de las ecuaciones fundamentales de la hidráulica haciendo un análisis antes y después de donde se encuentra la pila.

Este trabajo contempla realizar una comparación experimental y numérica empleando el programa HEC-RAS en una dimensión de la sobreelevación de la superficie libre del agua debido a pilas en un canal de laboratorio, con los resultados que arroja el programa HEC-RAS dadas las mismas condiciones, así como realizar un análisis y determinar si los valores obtenidos con el programa pueden ser validos al momento de realizar un diseño.

De los resultados obtenidos se observó una similitud entre lo medido y lo calculado, sin embargo, el programa no toma en cuenta algunas consideraciones que son importantes en la práctica; como es el caso de la turbulencia que se presenta aguas abajo de la pila. Para fines de conocer las condiciones que se presentan en el flujo, realizar un modelo numérico con HEC-RAS es una buena aproximación para lo que se tiene en la práctica.

Agradecimientos

A mis padres y hermanas, que me apoyaron en todo momento en el transcurso de la carrera.

A los amigos que hice durante este tiempo y que han estado en los momentos en que los necesito.

Al Dr. José Luis Aragón, por guiarme en la realización de este trabajo y por la disposición en ayudarme a mejorar la tesis aquí presentada.

Así también, a la Facultad de Ingeniería de la UNAM y los profesores de la carrera.

Contenido

Resumen	III
Agradecimientos	V
Introducción	1
Justificación	2
Objetivos	2
Descripción del trabajo	2
Capítulo 1	5
Aspectos hidráulicos.....	5
1.1 Conceptos generales.....	5
1.2 Clasificación del flujo a superficie libre.....	6
1.2.1 Número de Froude	7
1.3 Ecuaciones de gobierno.....	9
1.3.1 Flujo permanente.....	9
1.3.2 Flujo no permanente	12
1.4 Hidráulica de puentes.....	16
1.4.1 Relación de apertura.....	17
1.4.2 Comportamiento hidráulico de las pilas	19
1.4.3 Sobreelevación de la superficie libre del agua.....	27
Capítulo 2	33
Análisis experimental	33
2.1 Dispositivo físico.....	34
2.2 Consideraciones.....	35
2.3 Instrumentación	36
2.4 Mediciones	39
Capítulo 3.....	45
Modelación numérica	45
3.1 HEC - RAS	45
3.1.1 Análisis de flujo permanente en HEC-RAS	46

3.1.2 Análisis de flujo no permanente en HEC-RAS.....	47
3.1.3 Sobreelevación de la superficie libre del agua debido a pilas de puente	49
3.2 Consideraciones.....	52
3.3 Análisis de flujo permanente y no permanente	55
3.4 Resultados	58
Capítulo 4.....	63
Análisis de resultados	63
4.1 Resumen	66
4.2 Recomendaciones para futuros proyectos	67
Capítulo 5.....	69
Conclusiones	69
Bibliografía.....	71
Anexo 1.....	73
Anexo 2.....	77

Índice de figuras

Figura 1. 1 Tipos de canales abiertos.....	5
Figura 1. 2 Esquema de continuidad de flujo no permanente.	14
Figura 1. 3 Esquema de la energía en flujo no permanente.....	15
Figura 1. 4 Geometría en planta y perfil de la superficie libre del agua ante la presencia de una pila.....	20
Figura 1. 5 Superficie libre del agua para un flujo subcrítico, Tipo I.	21
Figura 1. 6 Superficie libre del agua para un flujo inicialmente subcrítico con cambio a supercrítico, Tipo II.....	22
Figura 1. 7 Superficie libre del agua para un flujo supercrítico, Tipo III.....	23
Figura 1. 8 Gráfica para la determinación del tipo de flujo en las pilas de puente.....	27
Figura 1. 9 Coeficientes δ para caracterizar la forma de la pila en la ecuación de Rehbock.	31
Figura 1. 10 Coeficiente β para la corrección de la irregularidad en la ecuación de Nagler.....	32
Figura 2. 1 Fotografía del canal horizontal del laboratorio de la Facultad de Ingeniería, UNAM.....	33
Figura 2. 2 Corte longitudinal del canal horizontal del laboratorio de la Facultad de Ingeniería, UNAM.....	34
Figura 2. 3 Corte transversal del canal horizontal del laboratorio de la Facultad de Ingeniería, UNAM.....	35
Figura 2. 4 Esquema del flujo y la localización de las mediciones.	36
Figura 2. 5 Niveles presentes en el vertedor triangular.	37
Figura 2. 6 Coeficiente de gasto μ para vertedores triangulares en la fórmula de la Universidad Católica de Chile (Sotelo, 2002).	38
Figura 2. 7 Valores de K en la fórmula de la Universidad Católica de Chile para vertedores triangulares (Sotelo, 2002).	38

Figura 2. 8 Medición del tirante sin pila para $Q = 25.75$ lt/s.....	40
Figura 2. 9 Medición del tirante con pila para $Q = 25.75$ lt/s.	41
Figura 2. 10 Superficie libre del agua $Q= 7.79$ lt/s.....	41
Figura 2. 11 Superficie libre del agua $Q= 25.75$ lt/s.....	42
Figura 2. 12 Superficie libre del agua $Q= 41.13$ lt/s.....	42
Figura 3. 1 Proceso de cálculo de flujo no permanente que sigue HEC-RAS.....	48
Figura 3. 2 Secciones aguas arriba y aguas abajo en la sección del puente.	49
Figura 3. 3 Análisis de flujo permanente en HEC-RAS.	50
Figura 3. 4 Metodologías utilizadas por HEC-RAS para el cálculo de perfiles con pila. .	51
Figura 3. 5 Geometría del canal HEC-RAS.....	53
Figura 3. 6 Sección transversal del canal en HEC-RAS.....	54
Figura 3. 7 Análisis de flujo no permanente en HEC-RAS.	55
Figura 3. 8 Superficie libre del agua calculada con diferentes ecuaciones que utiliza HEC-RAS en flujo permanente.....	56
Figura 3. 9 Superficie libre del agua calculada con diferentes ecuaciones que utiliza HEC-RAS en flujo no permanente.....	57
Figura 3. 10 Superficie libre del agua calculada con la ecuación de la energía en HEC-RAS con los datos medidos.	58
Figura 3. 11 Resultados de flujo permanente sin pila (izquierda) y con pila (derecha), para $Q=7.79$ lt/s.....	59
Figura 3. 12 Resultados de flujo permanente sin pila (izquierda) y con pila (derecha), para. $Q=25.75$ lt/s.....	59
Figura 3. 13 Resultados de flujo permanente sin pila (izquierda) y con pila (derecha), para $Q=41.13$ lt/s.....	60
Figura 3. 14 Resultados de flujo no permanente sin pila (izquierda) y con pila (derecha), para $Q=7.79$ lt/s.....	60
Figura 3. 15 Resultados de flujo no permanente sin pila (izquierda) y con pila (derecha), para $Q=25.75$ lt/s.....	61

Figura 3. 16 Resultados de flujo no permanente sin pila (izquierda) y con pila (derecha), para $Q=41.13$ lt/s.....61

Figura 4. 1 Comparación numérico – experimental de la superficie libre del agua, $Q=7.79$ lt/s.....63

Figura 4. 2 Comparación numérico – experimental de la superficie libre del agua, $Q=25.75$ lt/s.....64

Figura 4. 3 Comparación numérico – experimental de la superficie libre del agua, $Q=41.13$ lt/s.....64

Introducción

Uno de los principales análisis al construir un puente sobre un río o canal es garantizar que éste no modifique las condiciones del cauce de manera negativa, tanto para el río o canal como para el puente mismo, se debe verificar que el puente permanezca estable a largo del tiempo. Teniendo en cuenta esto, las pilas del puente y las demás estructuras que lo integran deben estar alineadas a la corriente para así lograr un diseño, hidrodinámico, económico y factible de construir.

En la actualidad, se cuenta con diferentes programas para la modelación numérica de la superficie libre del agua, así como para realizar el cálculo de los perfiles del agua en los canales o ríos, estos programas cumplen en gran medida con la teoría ya establecida, aunque también, en diferentes ocasiones se necesitan realizar ciertas consideraciones para que los resultados sean aceptables y poder trabajar en base a ellos; para lograr esto, se deben realizar algunas pruebas de calibración, ya sea en laboratorio o comparando diferentes análisis numéricos.

En este trabajo se analizará el efecto de la sobreelevación de la superficie libre del agua debido a pilas de puentes utilizando el programa HEC-RAS en una dimensión para diferentes gastos en un canal de sección transversal rectangular de pendiente horizontal; los resultados se compararán con aquellos obtenidos en el laboratorio; lo anterior permitirá validar las aproximaciones empleadas por el modelo.

Una sobreelevación de la superficie libre del agua importante puede generar inundaciones aguas arriba del puente, incluso poner en peligro la estabilidad de la estructura. Este documento presenta las diferentes ecuaciones que se han utilizado para representar este fenómeno, así como las consideraciones que se realizan al emplear un programa como HEC-RAS que hace modelaciones de la superficie libre del agua en flujo unidimensional, para obtener los valores más próximos a la realidad.

Al realizar una modelación numérica del flujo primero es necesario realizar una calibración ajustando ciertos parámetros del modelo y posteriormente una validación de los resultados. Para ello, se requieren valores medidos en campo o ensayos de laboratorio.

Justificación

HEC-RAS es un programa de uso libre que puede considerar el flujo de manera unidimensional, siendo ésta, una buena aproximación en ríos y canales. Además, permite hacer la modelación de diferentes casos de estudios hidráulicos; en este trabajo se utilizó para representar la sobreelevación del flujo debido a pilas de puente y realizar la comparación entre los resultados que arroja el programa con los valores experimentales medidos en el laboratorio y así determinar la eficacia de esta herramienta de trabajo.

Objetivos

El objetivo principal de este trabajo es la comparación de la sobreelevación de la superficie libre del agua debido a pilas de puentes entre los datos medidos experimentalmente y los calculados de forma numérica con el programa HEC-RAS en una dimensión.

Para cumplir con el objetivo principal se plantean los objetivos secundarios siguientes:

Determinar factores para las pérdidas locales en el canal y en la zona de la pila.

Determinar cuál es el método y las ecuaciones que utiliza HEC-RAS que mejor se aproxima a los datos obtenidos en las mediciones de laboratorio.

Descripción del trabajo

En el capítulo dos se presenta la teoría de la hidráulica de canales, así como la relacionada con la hidráulica de puentes; de manera detallada la correspondiente a la sobreelevación de

la superficie libre del agua debido a pilas, presentando las ecuaciones utilizadas en la práctica.

En el capítulo tres se describe el dispositivo físico utilizado para realizar ensayos con 3 diferentes gastos; se compara la superficie libre del agua sin pila y con pila, bajo las mismas condiciones.

En el capítulo cuatro se presenta la teoría y se describe la interfaz de usuario del programa HEC-RAS, así como los resultados que este arroja utilizando las mismas condiciones, se reproducen los ensayos del laboratorio realizando primero una calibración a través del coeficiente de fricción de Manning. Posteriormente se realiza la comparación de resultados con los valores medidos.

Por último, en el capítulo 5 se presentan las conclusiones a las que se llegaron al realizar la comparación numérica-experimental debida al efecto de pilas de puentes en régimen subcrítico.

Capítulo 1

Aspectos hidráulicos

“La hidráulica de canales es la rama que comprende la teoría y los procedimientos para el diseño de conducciones que transportan un flujo de agua a superficie libre.” (Cadavid, 2006) Así, la hidráulica de canales se basa en los conocimientos de la mecánica de fluidos (especialmente en el agua), en conjunto con procesos de diseño y construcción, utilizados durante mucho tiempo.

1.1 Conceptos generales

Un canal abierto es “un conducto donde el agua fluye a superficie libre”; estos se presentan cuando la superficie libre se expone a la presión atmosférica (Chow, 1994). Existen 2 tipos de canales abiertos: los naturales y los artificiales (Figura 1.1).

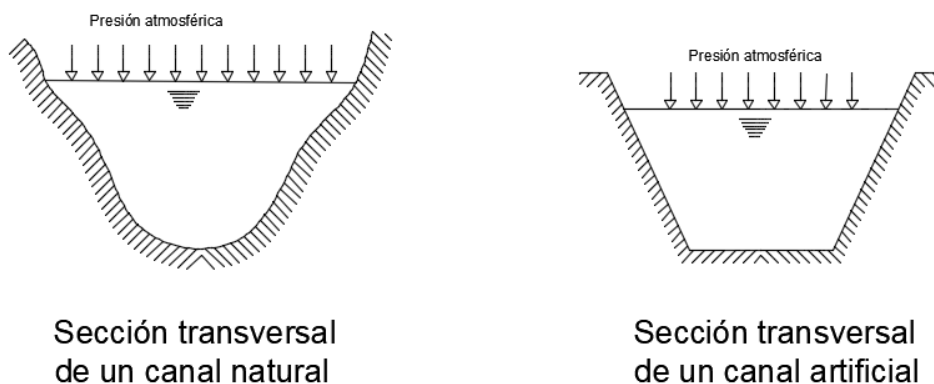


Figura 1. 1 Tipos de canales abiertos.

Un canal natural es aquel que se existe en la Tierra, ya sea en un río, un arroyo e incluso en las corrientes subterráneas donde fluye el agua a superficie libre; sus propiedades hidráulicas son muy variadas debido a que estos suelen ser de formas irregulares; para realizar el cálculo de este tipo de canales se hacen hipótesis y suposiciones que sean razonables, dependiendo las condiciones hidráulicas del flujo.

Un canal artificial es aquel construido por el hombre, ya sea para control del flujo, navegación, o para un laboratorio donde se realicen experimentos y mediciones hidráulicas; el diseño y las propiedades hidráulicas de estos canales son controladas para que cumplan con un fin determinado. Por lo general, suelen ser diseñados con una pendiente suave, revestidos o no. Si el canal tiene una sección transversal y una pendiente constante, se le conoce como canal prismático. Un canal natural nunca será prismático.

Las fuerzas por las que se ve afectado el flujo en canales abiertos son las siguientes:

- La fuerza de gravedad.
- La fuerza de resistencia debida a la fricción.
- La fuerza de presión presente generalmente donde cambia de geometría el canal.
- La fuerza por la viscosidad del líquido, en ocasiones despreciables.
- La fuerza de tensión superficial.
- La fuerza debida al movimiento de sedimentos.

1.2 Clasificación del flujo a superficie libre

En general el flujo en canales abiertos se describe de la siguiente manera:

- A. Flujo permanente.
 - 1. Flujo uniforme.
 - 2. Flujo variado.
 - a. Flujo permanente gradualmente variado.
 - b. Flujo permanente rápidamente variado.

B. Flujo no permanente.

1. Flujo uniforme.
2. Flujo variado.
 - a. Flujo no permanente gradualmente variado.
 - b. Flujo no permanente rápidamente variado.

En primera instancia, el criterio tiempo permite clasificar el flujo en permanente y no permanente. Se dice que es permanente cuando la profundidad del flujo no cambia en un intervalo de tiempo, si pasa lo contrario se dice que el flujo es no permanente.

La subclasificación siguiente consiste en determinar si el flujo es uniforme o variado, donde el espacio es el que determina con qué tipo de flujo estamos trabajando. Si la profundidad del flujo es la misma en todas las secciones del canal se dice que es un flujo uniforme, en cambio, si la profundidad del flujo cambia a lo largo del canal, nos encontraremos con un flujo variado.

En flujos variados se presentan 2 tipos de clasificación: rápidamente variado o gradualmente variado. En el primer tipo se da cuando la profundidad del agua cambia drásticamente en una distancia corta (por ejemplo, un salto hidráulico), si no se presenta este caso, se dice que es gradualmente variado.

El flujo permanente uniforme es el tipo de flujo fundamental que se considera en canales abiertos, aunque es poco común encontrarlo en la práctica. Este tipo de flujo es importante para el diseño preliminar de canales, ya que permite emplear gastos constantes en canales prismáticos.

1.2.1 Número de Froude

Para evaluar la fuerza de inercia respecto de la gravedad se utiliza el número de Froude, que se calcula de la siguiente manera:

$$F_R = \frac{V}{\sqrt{g * \frac{A}{T}}} \quad (1.1)$$

donde:

V; es la velocidad media en la sección, en m/s.

g; es la aceleración de la gravedad, en m/s².

A; es el área hidráulica de la sección, en m².

T; es el ancho de la superficie libre de la sección, en m.

Si $F_R = 1$ el flujo se encuentra en régimen crítico. Si $F_R < 1$ el flujo se encuentra en régimen subcrítico o lento, es decir, la velocidad del flujo es baja. Si $F_R > 1$ el flujo se encuentre en régimen supercrítico o rápido, es decir, la velocidad del flujo es alta. (Sotelo, 2002).

En el diseño de un puente, el número de Froude permite conocer el tipo y las condiciones del flujo, por ejemplo, en la sección de control (aguas abajo) un número de Froude bajo podría indicar que se tiene un gasto pequeño, debido a las velocidades bajas que se presentan, en cambio, un numero de Froude alto podría indicar un canal con una pendiente bastante pronunciada y con velocidades altas en el flujo, pudiendo ser ocasionado por un caudal elevado.

El número de Froude pareciera que es un factor fácil de calcular, sin embargo, sólo puede ser confiable en canales rectangulares, ya que, en canales naturales para determinar las variables hidráulicas que intervienen, se necesitan realizar adecuaciones para estar representar la realidad.

1.3 Ecuaciones de gobierno

1.3.1 Flujo permanente

Como se mencionó anteriormente, este flujo se presenta cuando el gasto que se transporta en el canal es independiente al tiempo, es decir, el gasto es constante a lo largo del tiempo. A continuación, se presentan las ecuaciones hidráulicas para este tipo de flujo.

Ecuación de continuidad

La ecuación de continuidad o conservación de la masa nos dice que, el gasto Q que fluye a través de un volumen de control finito es el mismo a lo largo del canal y puede expresarse de la siguiente forma:

$$Q_1 - Q_2 = \frac{\partial V_c}{\partial t} \quad (1.2)$$

donde:

Q_1 ; es el gasto inicial en la sección de control, en m^3/s .

Q_2 ; es el gasto final en la sección de control, en m^3/s .

Sabiendo que $Q = AV$; con la ecuación de continuidad se puede asumir que:

$$Q_1 = Q_2 \quad (1.3)$$

O que es lo mismo:

$$A_1V_1 = A_2V_2 \quad (1.4)$$

Siendo la ecuación 1.4 la más utilizada en la práctica para una sección de control.

Ecuación de la energía

En hidráulica, la carga hidráulica total en una sección se puede expresar como la suma de la elevación por encima de un plano de referencia, la carga de presión y la carga de velocidad. (Chow, 1994). Para canales con pendientes bajas se puede escribir de la siguiente manera:

$$H = z + y + \alpha * \frac{V^2}{2g} \quad (1.5)$$

donde:

H; es la carga hidráulica total, en m.

y; es la elevación del flujo por encima del plano de referencia, en m.

d; es la profundidad del flujo por debajo de la superficie libre del agua medida a lo largo de la sección del canal, en m.

α ; es el coeficiente de Coriolis igual a 1.

$\frac{V^2}{2g}$; es la carga de velocidad del flujo, en m.

Aplicando la ecuación de la energía entre las secciones, la energía en la sección 1 debe ser la misma que en la sección 2 más las pérdidas de energía h_f ; para canales con pendientes bajas esta igualdad se puede escribir como:

$$z_1 + y_1 + \alpha_1 * \frac{V_1^2}{2g} = z_2 + y_2 + \alpha_2 * \frac{V_2^2}{2g} + h_f \quad (1.6)$$

Si $h_f = 0$ y $\alpha_1 = \alpha_2 = 1$ la ecuación 1.6 resulta en:

$$z_1 + y_1 + \frac{V_1^2}{2g} = z_2 + y_2 + \frac{V_2^2}{2g} \quad (1.7)$$

La ecuación 1.7 es conocida también como la ecuación de la energía de Bernoulli (Chow, 1994).

Ecuación de la cantidad de movimiento

Se le conoce también como el método de las fuerzas, debido a que permite evaluar las fuerzas actuantes entre un fluido y un sólido, en el caso de los canales, este sólido podría ser una estructura hidráulica. La ecuación de la cantidad de movimiento requiere ciertas suposiciones que se describen a continuación.

1. El volumen de control tiene una entrada y una salida.
2. El canal tiene pendiente pequeña y de sección constante.
3. La corriente experimenta una distribución hidrostática de presiones.
4. Se desprecia la resistencia de fricción originada en la pared del canal.

Al aplicar la ecuación de cantidad de movimiento a un volumen de control se obtiene:

$$P_1 - P_2 = \frac{\gamma Q}{g} (v_2 - v_1) \quad (1.8)$$

Las presiones P_1 y P_2 se pueden calcular como:

$$P_1 = \gamma z_{G1} A_1$$

$$P_2 = \gamma z_{G2} A_2$$

Al sustituir estos valores en la ecuación 1.8 y simplificando resulta:

$$\frac{Q^2}{gA_1} + z_{G1}A_1 = \frac{Q^2}{gA_2} + z_{G2}A_2 \quad (1.9)$$

Así, la función Momentum se puede expresar de la siguiente manera:

$$M = \frac{Q^2}{gA} + z_G A \quad (1.10)$$

En el primer lado de la ecuación se tiene la cantidad de movimiento del flujo que atraviesa la sección del canal, en tiempo por unidad de peso del agua; en el segundo, el empuje hidrostático por unidad de peso y el momento estático del área respecto a la superficie libre. A esta ecuación también se le conoce como fuerza específica (Sotelo, 1997).

1.3.2 Flujo no permanente

Las dos ecuaciones que se presentan para flujo no permanente gradualmente fueron presentadas por Saint-Venant, se han verificado mediante experimentos, aun así, como son ecuaciones complejas no se pueden obtener resultados exactos y se recurre a suposiciones y aproximaciones simplificadoras.

Ecuación de continuidad

Para el flujo no permanente, el caudal cambia con la distancia ($\partial Q/\partial x$) y la profundidad cambia con el tiempo ($\partial y/\partial t$), la ecuación de continuidad se establece haciendo la consideración de la conservación de masa en un espacio infinitesimal entre dos secciones del canal. El cambio en el caudal a través del espacio dx es $(\partial Q/\partial x) dx dt$. El cambio en el

almacenamiento dentro del canal en el espacio es $T dx(\partial y/\partial t) dt = dx(\partial A/\partial t) dt$ (figura 1.2). Como el agua es un fluido incompresible el cambio neto en el caudal más el cambio en el almacenamiento debe ser cero, resultando de la siguiente manera:

$$\left(\frac{\partial Q}{\partial x}\right) dxdt + Tdx\left(\frac{\partial y}{\partial t}\right) dt = \left(\frac{\partial Q}{\partial x}\right) dxdt + dx\left(\frac{\partial A}{\partial t}\right) dt = 0 \quad (1.11)$$

Simplificando resulta:

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + T \frac{\partial y}{\partial t} = 0 \quad (1.12)$$

O de otra manera:

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial A}{\partial t} = 0 \quad (1.13)$$

Tomando en cuenta una sección determinada donde $Q=VA$, la ecuación 1.12 queda de la siguiente manera:

$$\frac{\partial(VA)}{\partial x} + T \frac{\partial y}{\partial t} = 0 \quad (1.14)$$

O bien:

$$A \frac{\partial V}{\partial x} + V \frac{\partial A}{\partial t} + T \frac{\partial y}{\partial t} = 0 \quad (1.15)$$

Tomando en cuenta que la profundidad hidráulica es $D = A/T$ y que $\partial A = T \partial y$, la ecuación 1.15 se puede escribir como:

$$D \frac{\partial V}{\partial x} + V \frac{\partial y}{\partial x} + \frac{\partial y}{\partial t} = 0 \quad (1.16)$$

Todas estas ecuaciones son formas de la ecuación de continuidad para flujo no permanente en canales abiertos. Para un canal rectangular de ancho infinito la ecuación 1.11 se escribe de la siguiente manera:

$$\frac{\partial q}{\partial x} + \frac{\partial y}{\partial t} = 0 \quad (1.17)$$

Donde q es el gasto por unidad de ancho. Saint Venant fue el primero en presentar esta ecuación (Chow, 1994).

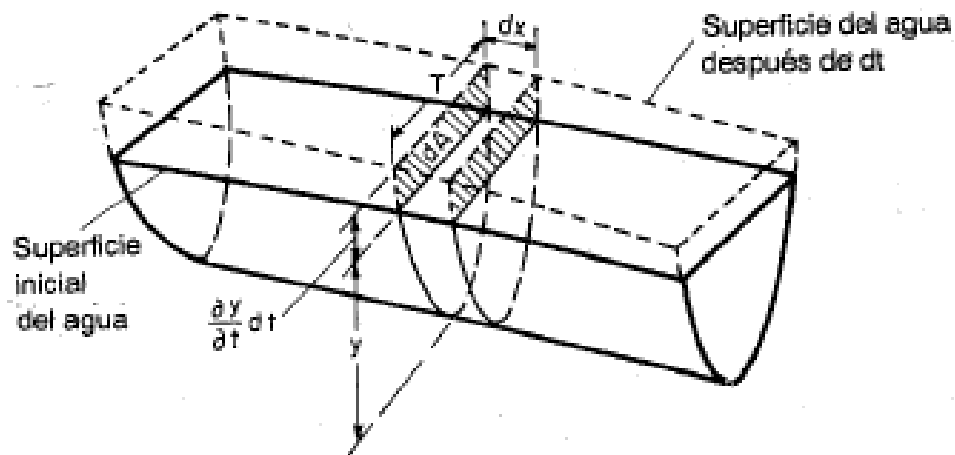


Figura 1. 2 Esquema de continuidad de flujo no permanente.

Ecuación de movimiento

Para fines prácticos, en esta ecuación se trata al flujo como permanente bidimensional, con la única diferencia que se utiliza una variable para el elemento tiempo, esto es, para tomar en cuenta la variación de la velocidad del flujo y así representar la aceleración, que produce fuerza y causa pérdidas de energía adicionales al flujo (Chow, 1994).

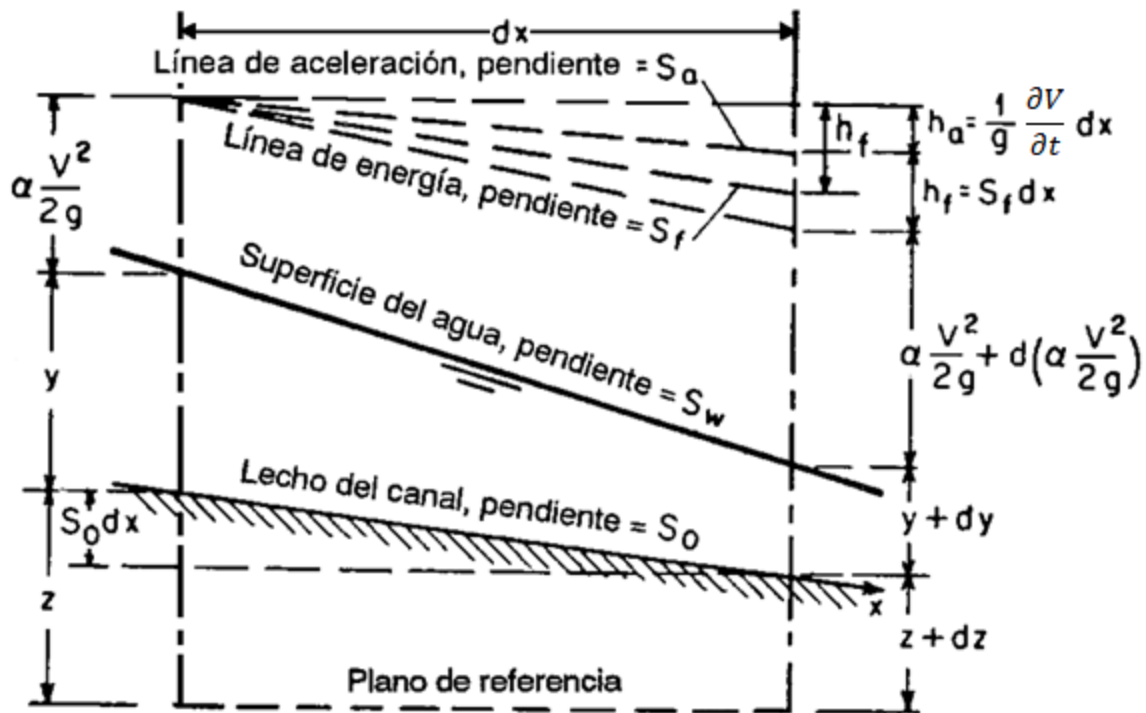


Figura 1. 3 Esquema de la energía en flujo no permanente.

En la figura 1.3, la fuerza producida por la aceleración $\partial V/\partial t$ sobre un peso unitario del agua w es igual a $(w/g) \partial V/\partial t$, esto es, fuerza = masa \times aceleración. Se hace las suposiciones que la pendiente del canal es pequeña, que la aceleración es en dirección a "x" y que la componente vertical es despreciable, el trabajo hecho por la fuerza de aceleración a lo largo de la distancia dx entre dos secciones es $(w/g) (\partial V/\partial t) dx$, el trabajo es igual a la pérdida debida a la aceleración; si se divide por w , la pérdida en altura se expresa como $(1/g) (\partial V/\partial t) dx$.

La pérdida total de la altura en la longitud dx , que puede utilizarse igual que en flujo permanente, pero tomando en cuenta la pérdida debida a la aceleración, consta de dos partes: la pérdida debida a la fricción $h_f = S_f dx$ y la pérdida debida a la aceleración $h_a = (1/g) (\partial V/\partial t) dx$. Mediante el principio de energía se puede representar como:

$$z + y + \frac{\alpha V^2}{2g} = z + dz + y + dy + \frac{\alpha V^2}{2g} + d\left(\frac{\alpha V^2}{2g}\right) + \frac{1}{g} \frac{\partial V}{\partial t} dx + S_f dx \quad (1.18)$$

Que al simplificar resulta:

$$d\left(z + y + \frac{\alpha V^2}{2g}\right) = -S_f dx - \frac{1}{g} \frac{\partial V}{\partial t} dx \quad (1.19)$$

El lado izquierdo de la ecuación 1.19 representa el cambio de la altura total. Los términos del lado derecho son las pérdidas de alturas debidas a la fricción y a la aceleración. Al dividir por dx la ecuación 1.19 y utilizando derivadas parciales, se obtiene:

$$\frac{\partial(z + y)}{\partial x} + S_f + \frac{\partial}{\partial x}\left(\frac{\alpha V^2}{2g}\right) + \frac{1}{g} \frac{\partial V}{\partial t} = 0 \quad (1.20)$$

O bien:

$$\frac{\partial y}{\partial x} + \frac{\alpha V}{g} \frac{\partial V}{\partial x} + \frac{1}{g} \frac{\partial V}{\partial t} + \frac{\partial z}{\partial x} + S_f = 0 \quad (1.21)$$

La ecuación 1.21 es la ecuación dinámica general para flujo no permanente gradualmente variado. Para canales prismáticos puede escribirse de la siguiente manera:

$$\frac{\partial y}{\partial x} + \frac{\alpha V}{g} \frac{\partial V}{\partial x} + \frac{1}{g} \frac{\partial V}{\partial t} = S_0 - S_f \quad (1.22)$$

1.4 Hidráulica de puentes

Muchas personas, e incluso muchos ingenieros, imaginan que construir un puente sobre un río es un problema solamente de la ingeniería estructural, debido a que el diseño consistiría en una abertura al ancho del río, y una altura tal que cuando el río llegue a su caudal máximo no alcance la cubierta. Sin embargo, esto rara vez pasa y por ello se tiene la necesidad de hacer uso de la hidráulica de puentes (Hamill, 1999).

Algunos factores importantes para tener un buen diseño de un puente son: que su abertura sea de un tamaño adecuado y que la determinación de la inundación que este pueda causar tenga parámetros aceptables y que no genere peligro en la zona donde se construirá.

Al construir un puente en el cauce de un río o canal, en el área de la sección transversal se produce un obstáculo al flujo, esto provoca una pérdida de energía por la contracción del flujo, enseguida se forma una expansión que causa una sobreelevación del flujo, generalmente aguas arriba del puente, para poder contrarrestar la pérdida de energía. Un diseño ineficiente podría ocasionar inundaciones aguas arriba o sobrepasar la llanura de inundación, esto como ya es sabido, puede significar un peligro para los bienes expuestos si no se toma en cuenta al momento de realizar la planeación del puente.

1.4.1 Relación de apertura

La relación de apertura representa la cantidad del flujo que pasa en la zona donde se ubica la pila sin necesidad de tener una contracción contra el flujo total, ya sea en el río o en un canal:

$$\sigma = \frac{q}{Q} \quad (1.23)$$

donde

q ; es el flujo que pasa en la zona de la pila, en m^3/s .

Q ; es el flujo total de descarga, en m^3/s .

Se puede decir que σ es la relación que existe entre los gastos que se tienen en la sección 2 (contracción con un ancho b), y el gasto total de la sección 1 (canal con un ancho B) (figura 1.4).

Otra forma de escribir la ecuación 1.23 es utilizando el tirante normal, al que se le asociara la velocidad media, quedando de la siguiente forma:

$$\sigma = \frac{A_{N2} * V_N}{A_{N1} * V_N} \quad (1.24)$$

donde

A_{N1} ; es el área hidráulica asociada al tirante normal y al ancho B en la sección 1, en m².

A_{N2} ; es el área hidráulica asociada al tirante normal y al ancho b en la sección 2, en m².

V_N ; es la velocidad normal a través de la sección asociada al tirante normal (y_N), en m/s.

Si consideramos que tanto en la sección 1 como en la sección 2, se presenta el tirante normal (y_N), la ecuación 1.24 quedaría de la siguiente manera:

$$\sigma = \frac{b}{B} \quad (1.25)$$

Evaluar este factor no siempre es tan preciso debido a que se necesitan diferentes consideraciones para que resulte más cercano a la realidad, por ejemplo: para canales naturales la sección transversal nunca será la misma a lo largo del tramo de estudio, también con caudales de gran tamaño, tomar en cuenta los valores normales no siempre dará resultados precisos a la hora de realizar los cálculos.

Sin embargo, este factor sirve para tener un primer acercamiento a la hora de realizar el diseño, ya que, como se dijo anteriormente, representa la restricción y el nivel de obstrucción que están generando las pilas de puentes en el flujo del canal.

1.4.2 Comportamiento hidráulico de las pilas

Entre 1927 y 1931, Yarnell realizó aproximadamente 2,600 experimentos sobre los efectos que genera la obstrucción de pilas de puentes al flujo en un canal de agua (Yarnell, 1994), para ello, utilizó diferentes condiciones tanto de pilas como del flujo, y determinó los principales factores que causan las obstrucciones al flujo, que son:

- La forma de la nariz de la pila.
- La forma de la cola de la pila.
- La contracción del canal.
- La longitud de la pila.
- El ángulo que se presenta entre el eje de la pila con la dirección del flujo.
- El caudal que lleva el canal al hacer contacto con la pila.

Al colocar una pila de puente en el flujo del canal se provoca una obstrucción que crea un fenómeno hidráulico, este se da debido a la combinación de una contracción del área transversal, seguida de una ampliación (figura 1.4). El flujo en un principio puede estar en régimen subcrítico o supercrítico, siendo el subcrítico el que más se encuentra en la práctica. En las siguientes figuras se muestran los diferentes casos que ocurren y se describirá de manera general las variantes que tiene el flujo.

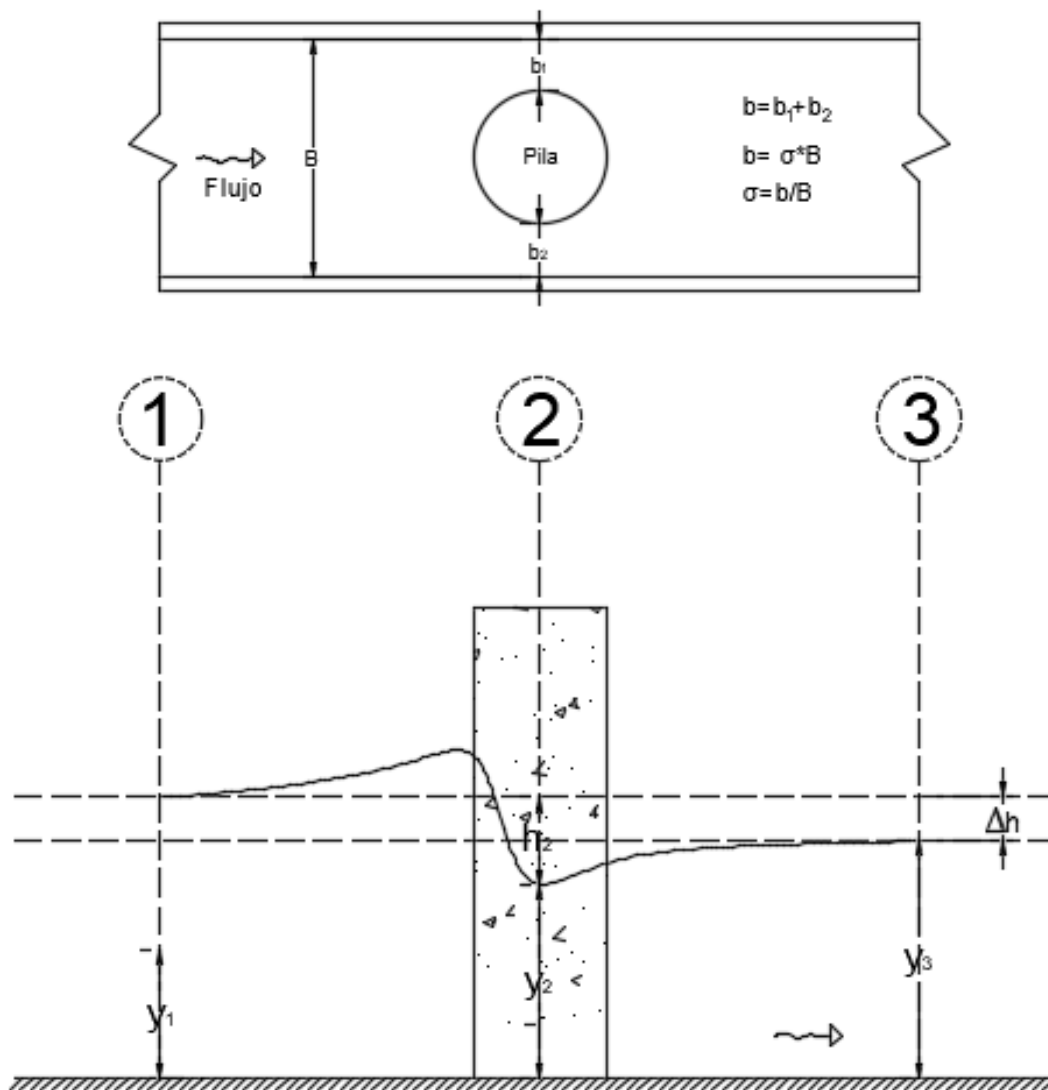


Figura 1. 4 Geometría en planta y perfil de la superficie libre del agua ante la presencia de una pila.

Tipo I. Flujo subcrítico

La presencia de la pila genera un remanso aguas arriba de la misma; aguas abajo se produce una disminución del tirante debido a la contracción generada y el flujo, aún con la turbulencia generada, continua en régimen subcrítico. (ver figura 1.5).

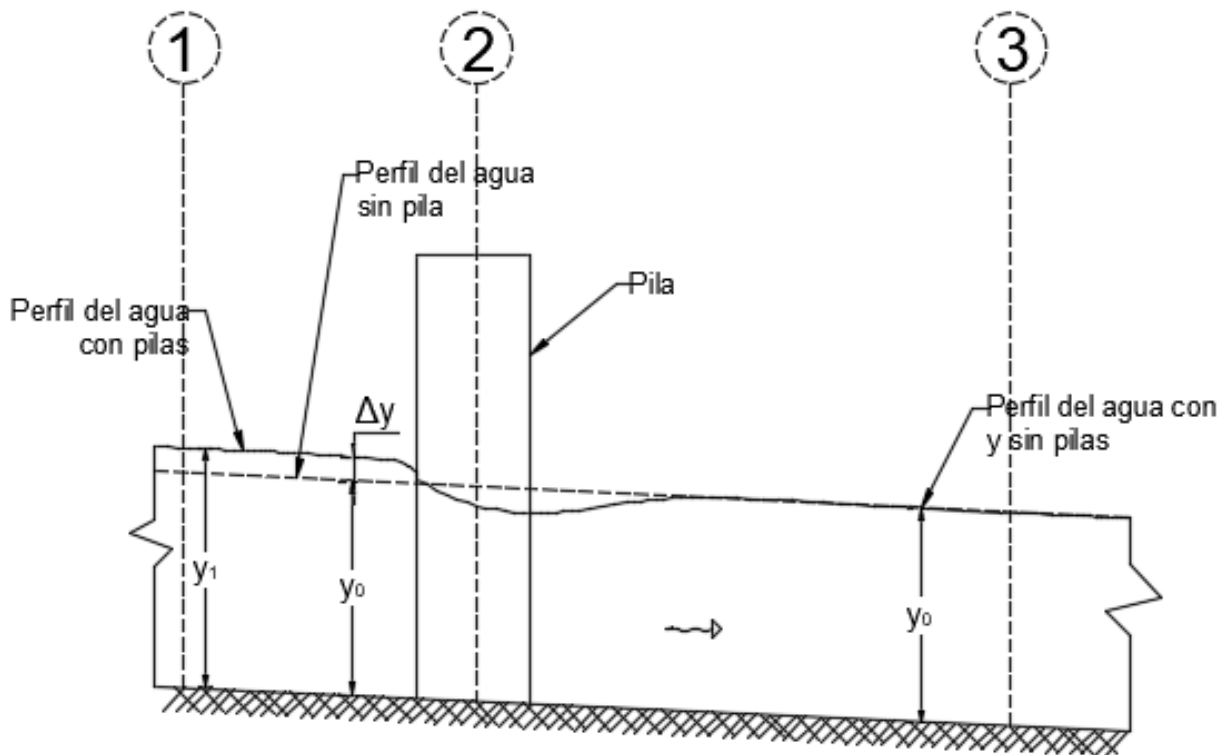


Figura 1. 5 Superficie libre del agua para un flujo subcrítico, Tipo I.

Tipo II Flujo subcrítico

La presencia de la pila genera un remanso aguas arriba de la misma; aguas abajo se produce una disminución apreciable del tirante que puede llegar a ser igual o menor al tirante crítico; esto produce un cambio de régimen, de lento a rápido y por tanto se produce un salto hidráulico para regresar nuevamente a régimen lento, cuya intensidad depende de los valores del caudal y del tirante. (ver figura 1.6).

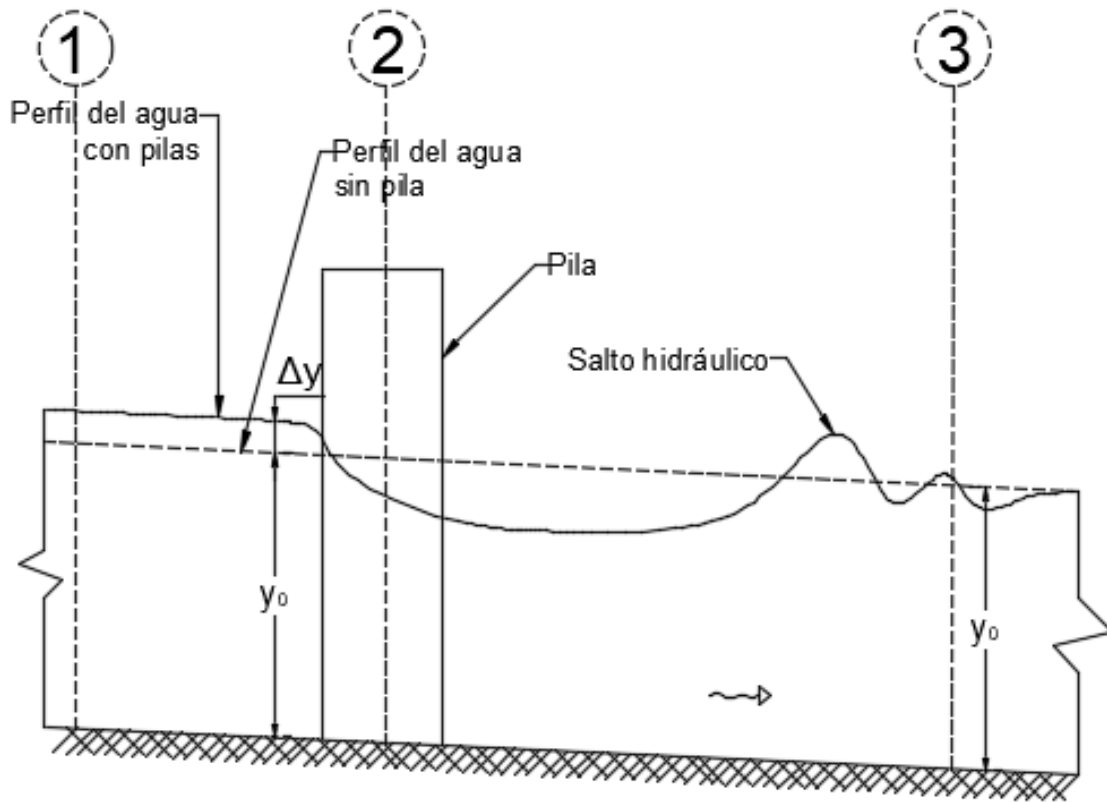


Figura 1. 6 Superficie libre del agua para un flujo inicialmente subcrítico con cambio a supercrítico, Tipo II.

Tipo III Régimen supercrítico

La presencia de la pila no genera remanso alguno, simplemente una pequeña sobreelevación de la superficie libre del agua en la zona de la pila. Aguas arriba y aguas abajo de la pila el flujo es supercrítico. (ver figura 1.7).

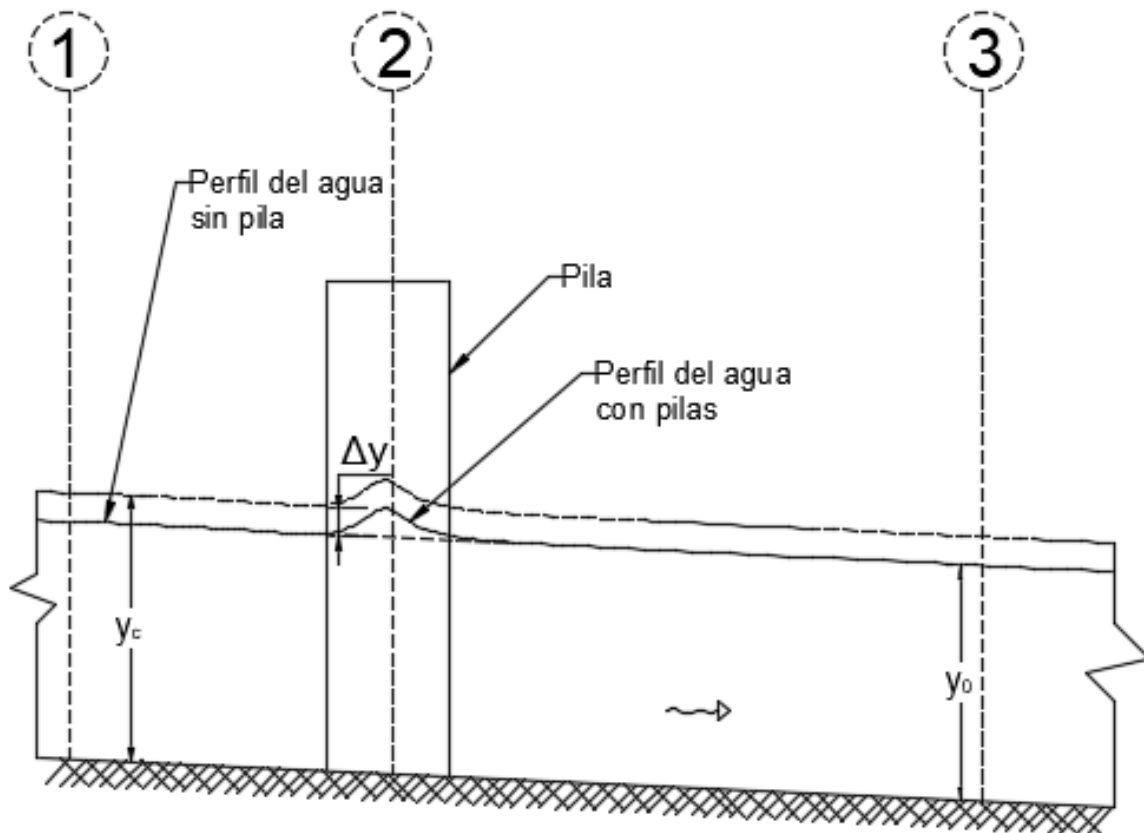


Figura 1. 7 Superficie libre del agua para un flujo supercrítico, Tipo III.

Cabe aclarar que para los dos primeros casos mostrados (Figuras 1.5 y 1.6) se realiza un análisis del mismo tipo para el flujo. El remanso o sobreelevación causado en estos dos casos se puede definir como la diferencia entre el nivel de aguas arriba y el nivel de aguas abajo siendo este último ya estable (sección 3).

Con el valor del coeficiente de apertura σ y el número de Froude en la sección 1 o 3, con la gráfica de la figura 1.8 se puede identificar el tipo de flujo que se presenta en el canal (Sotelo, 1997).

La sobreelevación de la superficie libre del agua se produce por diferentes tipos de pérdidas de energía que produce el paso del agua por las pilas del puente, las cuales se muestran a continuación:

1.- Pérdida de energía local al pasar de la sección 1 a la zona entre las pilas, debida al efecto de las separaciones, vórtices, etc.

2.- Pérdida de energía por fricción entre las pilas, por el incremento de la velocidad.

3.- Pérdida de energía local por la ampliación al pasar de la sección 2 a la sección 3.

En un canal rectangular, se acepta que la energía total en las secciones 1 y 2 (figura 1.4) son iguales ($E_1 = E_2$), y que el tirante en la sección 2 es el tirante crítico y_c (Sotelo, 1997), se tiene entonces:

$$y_1 + \frac{v_1^2}{2g} = y_2 + \frac{v_2^2}{2g} \quad (1.26)$$

Utilizando el concepto del número de Froude (ecuación 1.1) se obtiene:

$$y_1(2 + F_{R1}^2) = y_2(2 + F_{R2}^2) \quad (1.27)$$

Utilizando la ecuación de continuidad se tiene que:

$$v_1 * b_1 * y_1 = v_2 * b_2 * y_2 \quad (1.28)$$

O de otra manera; considerando la relación de apertura σ :

$$F_{R1}^2 * y_1^3 = F_{R2}^2 * \sigma^2 * y_2^3 \quad (1.29)$$

Al eliminar y_1 y y_2 de las ecuaciones 1.27 y 1.28 resulta:

$$\sigma^2 = \frac{F_{R1}^2 * (2 + F_{R2}^2)^3}{F_{R2}^2 * (2 + F_{R1}^2)^3} \quad (1.30)$$

Al hacer la hipótesis de que el flujo en la sección 2 es crítico, el número de Froude es igual a uno ($F_{R2} = 1$), y el valor de σ resulta ser:

$$\sigma^2 = \frac{27 * F_{R1L}^2}{(2 + F_{R1L}^2)^3} \quad (1.31)$$

De la ecuación anterior, para un σ dado, el flujo que atraviesa la pila (obstrucción) es crítico si F_{Ri} es igual al calculado en la ecuación 1.31 (F_{R1L}). Si F_{R1} es menor al calculado, el flujo será del tipo I; si es igual o mayor al calculado (pero siempre menor al crítico), el flujo será del tipo II (Sotelo, 1997). Este último nos dice que hay contracciones severas.

En la figura 1.8 se presenta la curva que representa la ecuación 1.31 que permite conocer el tipo de flujo debido al efecto de la pila.

Otra forma para hacer un desarrollo similar es utilizando la función del “momentum”, se acepta que $M_2 = M_3$ (Sotelo, 1997), dando como resultado:

$$\frac{Q^2}{g * A_2^2} + \frac{y_2}{2} * A_2 + \frac{y_2}{2} * (b_3 - b_2) * y_2 = \frac{Q^2}{g * A_3^2} + \frac{y_3}{2} * A_3 \quad (1.32)$$

Aceptando que $b_3 = b_2/\sigma$ y factorizando términos se obtiene:

$$A_2 * y_2 * \left[\frac{Q^2}{g * A_2^2 * y_2} + \frac{1}{2} + \frac{1}{2} * \left(\frac{1}{\sigma} - 1 \right) \right] = A_3 * y_3 * \left[\frac{Q^2}{g * A_3^2 * y_3} + \frac{1}{2} \right] \quad (1.33)$$

Que al simplificar resulta:

$$\left(F_{R2}^2 + \frac{1}{2\sigma}\right) = \frac{1}{\sigma} \left(\frac{y_3}{y_2}\right)^2 * \left(F_{R3}^2 + \frac{1}{2}\right) \quad (1.34)$$

De la ecuación de continuidad y de forma similar a la ecuación 1.29 se tiene que:

$$\frac{y_3}{y_2} = \left(\sigma * \frac{F_{R2}}{F_{R3}}\right)^{2/3} \quad (1.35)$$

Aceptando que el flujo en la sección 2 es crítico, por lo tanto, $F_{R2}=1$, y sustituyendo la ecuación 1.35 en la ecuación 1.33, finalmente se obtiene:

$$\sigma = \frac{\left(2 + \frac{1}{\sigma}\right)^3 F_{R3L}^4}{\left(2 * F_{R3L}^2 + 1\right)^3} \quad (1.36)$$

Esta ecuación, al igual que la ecuación 1.36 permiten identificar el tipo de flujo que se presenta, además, las variables que intervienen en esta ecuación corresponden a los valores conocidos en la sección 3, por la hipótesis considerada, es probable que esta ecuación sea un poco más correcta.

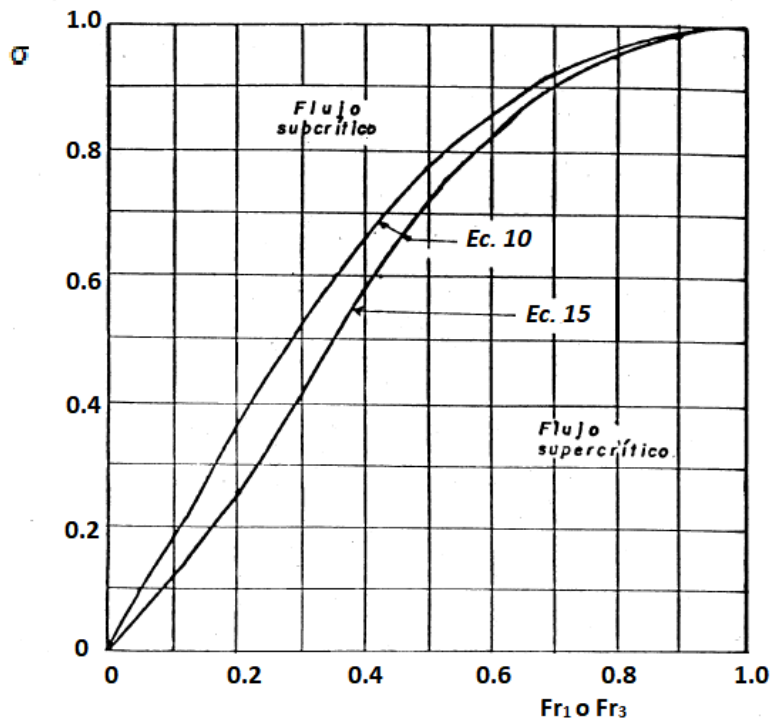


Figura 1. 8 Gráfica para la determinación del tipo de flujo en las pilas de puente.

1.4.3 Sobreelevación de la superficie libre del agua

Para hacer el cálculo de la sobreelevación de la superficie libre del agua que existe en el canal debido a la obstrucción producida por las pilas de puentes se hace el uso de las ecuaciones fundamentales de la hidráulica; estas ecuaciones son: la ecuación de la energía y de la cantidad de movimiento. Sin embargo, es necesario considerar otro tipo de ecuaciones debido a que las mencionadas anteriormente hacen uso de las pérdidas de energía locales, y para este caso, estas pérdidas son obtenidas de la observación en el laboratorio. Otras ecuaciones empíricas que se pueden utilizar son las propuestas por Yarnell y por Bradley (), que permiten obtener rápidamente el cálculo de la sobreelevación dada una obstrucción determinada. A continuación, se describe cada uno de ellos.

Ecuación de Yarnell

Yarnell (1934) identificó 2 tipos de flujo existentes: clase A o subcrítico y clase B o supercrítico, (figuras 1.4 y 1.6) (Yarnell, 1934). Cuando se tiene condiciones de flujo subcrítico la sobreelevación de la superficie libre del agua se puede calcular con la ecuación siguiente:

$$\Delta y = K_y * Fr_3^2 * y_3 * (K_y + 5Fr_3^2 - 0.6) * (\alpha + 15\alpha^4) \quad (1.37)$$

donde:

Δy ; es la sobreelevación de la superficie libre del agua debida a las pilas, en m.

y_3 ; es el tirante aguas abajo del canal, en m.

K_y ; es el coeficiente que caracteriza la forma de la pila (ver tabla 1.1).

Fr_3 ; es el número de Froude en la sección 3.

α ; es la relación de espesor de la pila y ancho de canal (1- σ).

Tabla 1. 1 Coeficientes K_y para caracterizar la forma de la pila en la ecuación de Yarnell.

Tipo de pila	K_y
Nariz y cola de forma cuadrada	1.25
Nariz y cola de forma semicircular	0.9
Nariz y cola de forma triangular a 90°	1.05
Doble cilindro	1.05
Doble cilindro unido con un diafragma	0.95
Nariz y cola de forma lenticular	0.9

La ecuación 1.37 es utilizada eficazmente cuando se tienen condiciones normales del flujo, siendo estas fáciles de calcular por el diseñador debido a que utiliza las mediciones en la sección 3 (figuras 1.4, 1.5 y 1.6). La ecuación 1.37 puede ser escrita también de la siguiente manera:

$$\Delta y = 2 * K_y * (K_y + 10\omega - 0.6) * (\alpha + 15\alpha^4) \frac{V_3^2}{2g} \quad (1.38)$$

Donde $\omega = V_3^4/2gY_3$ y $Fr_3^2 = 2\omega$. Esta ecuación es utilizada en algunos softwares de computadoras, (Hamill, 1999).

Otras ecuaciones que son utilizadas para determinar la sobreelevación de la superficie libre del agua han sido propuestas por diferentes investigadores; utilizan también datos conocidos y coeficientes que fueron obtenidos de diferentes experimentos que realizaron a lo largo del tiempo. Dichas ecuaciones serán brevemente explicadas a continuación:

Ecuación de d'Aubuisson

$$Q = K_A * b_2 * y_3 * \sqrt{2g * \Delta y + V_1^2} \quad (1.39)$$

donde:

K_A ; es un coeficiente de contracción (ver tabla 1.2).

b_2 ; es el ancho de canal en la sección 2, en m.

y_3 ; es el tirante medido en la sección 3, en m.

g ; es la aceleración de la gravedad, 9.81 m/s².

Δy ; es la sobreelevación de la superficie libre del agua debida a las pilas, en m.

v_1 ; es la velocidad en la sección 1, en m/s.

Tabla 1. 2 Coeficiente KA para caracterizar la forma de la pila en la ecuación de d'Aubuisson.

Tipo de pila	Relación de contracción σ				
	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9
Nariz y cola de forma cuadrada	0.97	1	1.02	1.02	0.96
Nariz y cola de forma semicircular	1.31	1.26	1.2	1.13	0.99
Nariz y cola de forma triangular a 90°	-	-	-	-	-
Doble cilindro	-	-	-	-	-
Doble cilindro unido con diafragma	-	-	-	-	-
Nariz y cola de forma lenticular	-	-	1.22	1.14	1

Ecuación de Rehbock

$$\frac{\Delta y}{A_3} = \frac{a_2}{A_3} \left[\delta - \frac{a_2}{A_3} (\delta - 1) \right] \left[0.4 \frac{a_2}{A_3} + 9 \left(\frac{a_2}{A_3} \right)^3 \right] \left(1 + \frac{v_3^2}{2gy_3} \right) \frac{v_3^2}{2g} \quad (1.40)$$

donde:

Δy ; es la sobreelevación de la superficie libre del agua debida a las pilas, en m.

y_3 ; es el tirante aguas abajo del canal, en m.

a_2 ; es el área ocupada por las pilas debajo del nivel del agua, en m².

A_3 ; es el área hidráulica en la sección 3, en m².

δ ; es el coeficiente que depende de la forma de la pila, (ver figura 1.9).

v_3 ; es la velocidad en la sección 3, en m/s.

g ; es la aceleración de la gravedad, 9.81 m/s².

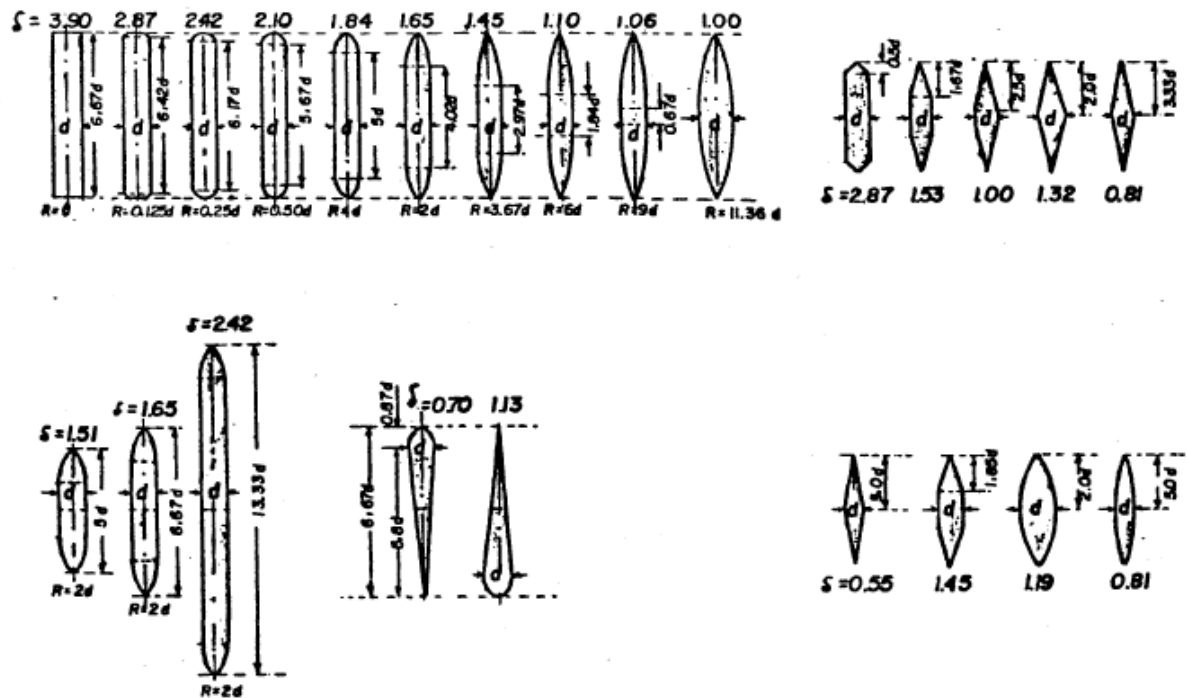


Figura 1. 9 Coeficientes δ para caracterizar la forma de la pila en la ecuación de Rehbock.

Ecuación de Nagler

$$Q = K_N b_2 \sqrt{2g} \left(y_3 - \theta \frac{v_3^2}{2g} \right) \sqrt{\Delta y + \beta \frac{v_1^2}{2g}} \quad (1.41)$$

donde:

Q ; es el gasto en el canal, en m^3/s .

K_N ; es el coeficiente que depende de la contracción del canal y de las pilas (ver tabla 1.3).

b_2 ; es la reducción del flujo debido a la pila, en m.

y_3 ; es el tirante aguas abajo del canal, en m.

θ ; es el factor de ajuste en la reducción del tirante y_3 y y_2 , valor promedio 0.3.

v_3 ; es la velocidad en la sección 3, en m/s.

v_1 ; es la velocidad en la sección 1, en m/s.

g ; es la aceleración de la fuerza de gravedad, 9.81 m/s².

Δy ; es la sobreelevación de la superficie libre del agua debida a las pilas, en m.

β ; es el coeficiente que corrige el efecto de distribución irregular (ver figura 1.10).

Tabla 1. 3 Coeficiente KN para caracterizar la forma de la pila en la ecuación de Nagler.

Tipo de pila	Relación de contracción σ				
	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9
Nariz y cola de forma cuadrada	0.89	0.87	0.86	0.87	0.91
Nariz y cola de forma semicircular	1.11	1.03	0.95	0.92	0.94
Nariz y cola de forma triangular a 90°	-	-	0.92	0.94	0.95
Doble cilindro	-	-	0.88	0.89	0.91
Doble cilindro unido con diafragma	-	-	0.88	0.89	0.91
Nariz y cola de forma lenticular	-	-	0.97	0.94	0.95

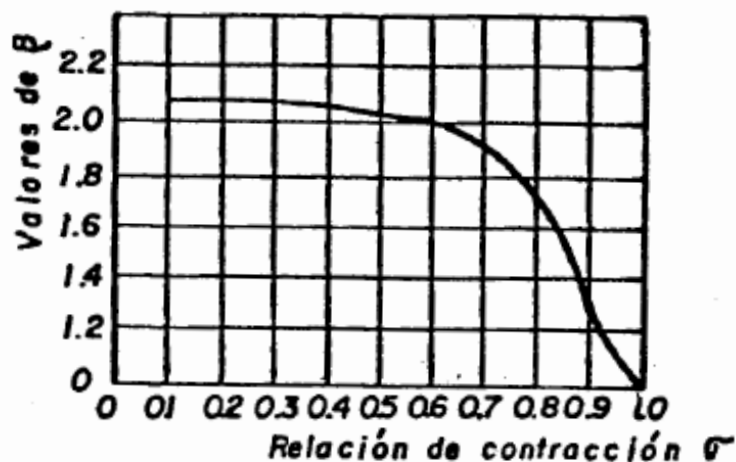


Figura 1. 10 Coeficiente β para la corrección de la irregularidad en la ecuación de Nagler.

Capítulo 2

Análisis experimental

En este capítulo se describirá el dispositivo físico empleado para realizar los ensayos y las consideraciones hidráulicas, así como también, se presentan los resultados de las mediciones de la superficie libre del agua sin pila y con pila, haciendo una comparación de estas para cada uno de los gastos, y así, visualizar el efecto que se produce en el flujo debido a la pila.



Figura 2. 1 Fotografía del canal horizontal del laboratorio de la Facultad de Ingeniería, UNAM.

2.1 Dispositivo físico

El dispositivo físico se ubica en el Laboratorio de Hidráulica de la Facultad de Ingeniería, UNAM, (figura 2.2). Consiste en un canal de sección rectangular 0.25 x 0.50 m, una L = 11 m aproximadamente, pendiente horizontal, fondo y paredes de concreto; cuenta con un depósito de cabecera con un vertedor triangular y un limnómetro fijo que permite calcular el gasto; el canal cuenta con una sección intermedia con paredes de acrílico de aproximadamente 2.5 m de longitud para realizar las observaciones y mediciones para las diferentes prácticas que se imparten en la Facultad, cuenta con barras guías en la zona de las paredes de acrílico en las cuales se puede colocar un limnómetro móvil para realizar dichas mediciones, además cuenta con dos compuertas que sirven para reproducir un salto hidráulico (figura 2.3).

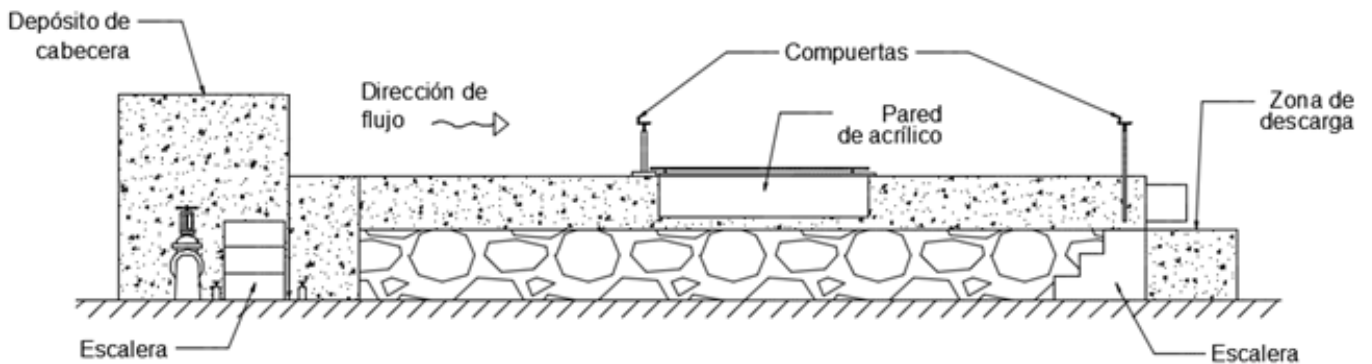


Figura 2. 2 Corte longitudinal del canal horizontal del laboratorio de la Facultad de Ingeniería, UNAM.

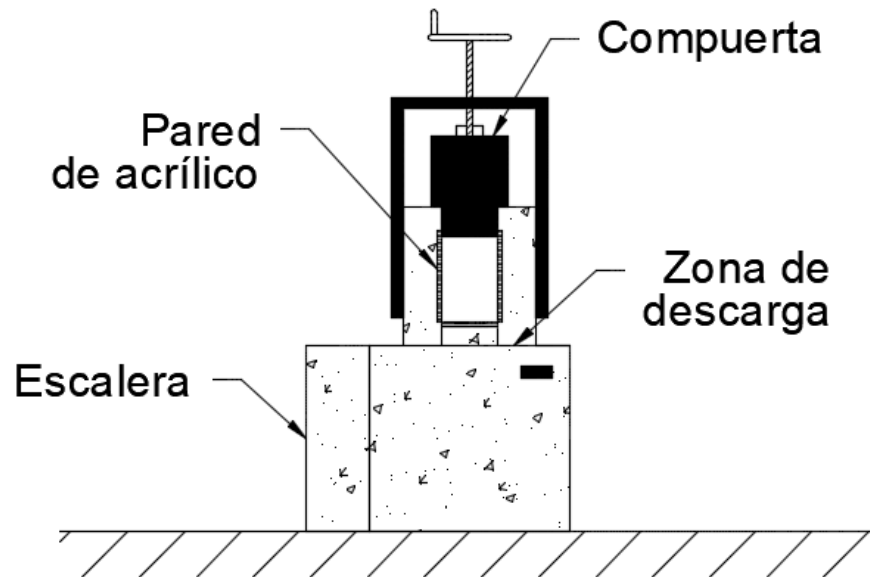


Figura 2. 3 Corte transversal del canal horizontal del laboratorio de la Facultad de Ingeniería, UNAM.

2.2 Consideraciones

El canal es lo suficientemente largo como para suponer que el tirante se aproxima al tirante normal; en el extremo aguas abajo, el canal presenta una caída libre por lo que en esa zona se presenta el tirante crítico y se puede tomar ésta como una sección de control.

Para los ensayos, se emplearon tres gastos diferentes y se utilizó una pila de concreto con un diámetro de 0.07 m y una longitud de 0.30 m, (ver figura 2.4).

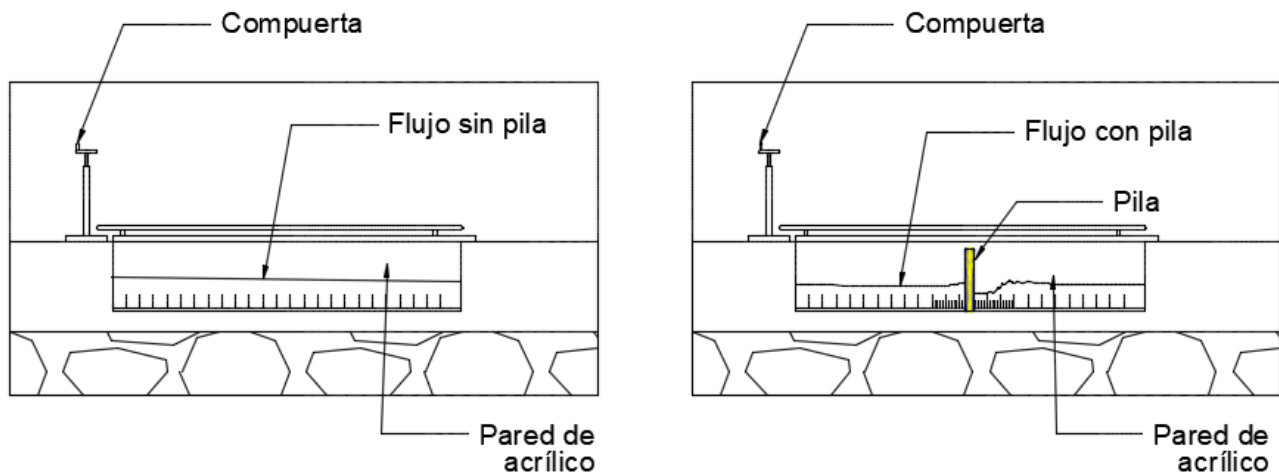


Figura 2. 4 Esquema del flujo y la localización de las mediciones.

2.3 Instrumentación

El canal cuenta con una válvula para regular el gasto de entrada, un vertedor triangular con un limnómetro fijo para estimar el caudal de entrada, un limnómetro móvil para medir la superficie libre del agua y el tirante a lo largo del canal en la sección de paredes de acrílico.

Los gastos se estimaron con el vertedor triangular cumpliendo la ecuación de la Universidad Católica de Chile, que se puede escribir como:

$$Q = C * h^{5/2} \quad (2.1)$$

$$C = \frac{8}{15} \sqrt{2g} \tan\left(\frac{\theta}{2}\right) * \mu * K \quad (2.2)$$

donde:

h ; es la carga hidráulica sobre el vertedor triangular, en m (figura 2.5).

C ; es el coeficiente de descarga del vertedor, en $m^{1/2}/s$.

g ; es la aceleración de la gravedad, 9.81 m/s^2 .

θ ; es el ángulo en el vértice del vertedor triangular, en 90° .

μ ; es el coeficiente de gasto que depende de h y θ (figura 2.6).

K ; es el coeficiente que depende de B/h (figura 2.7).

B ; es el ancho del canal de aproximación, 1.025 m .

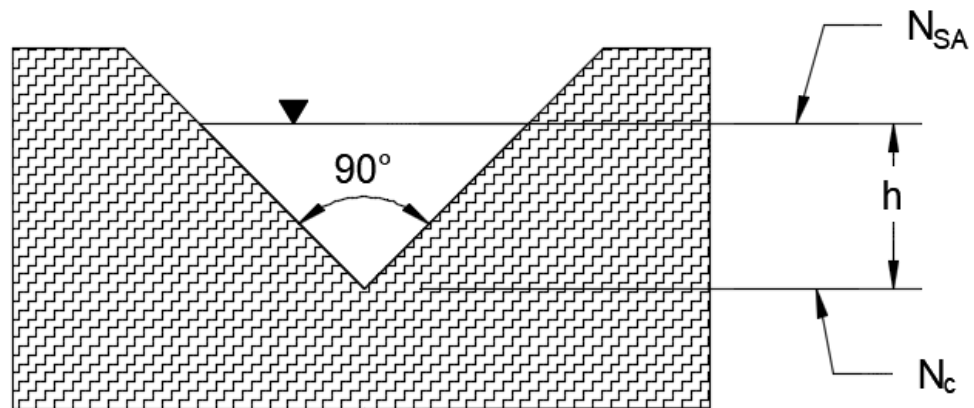


Figura 2. 5 Niveles presentes en el vertedor triangular.

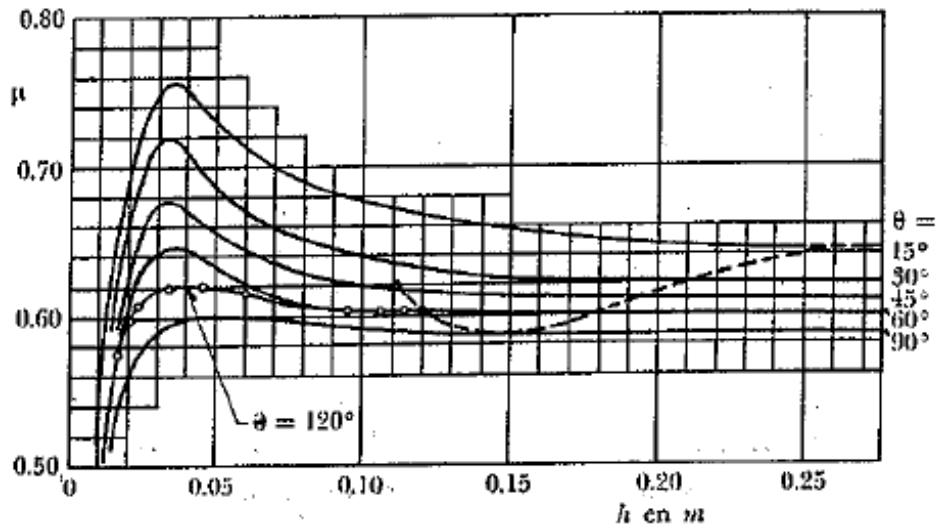


Figura 2. 6 Coeficiente de gasto μ para vertedores triangulares en la fórmula de la Universidad Católica de Chile (Sotelo, 2002).

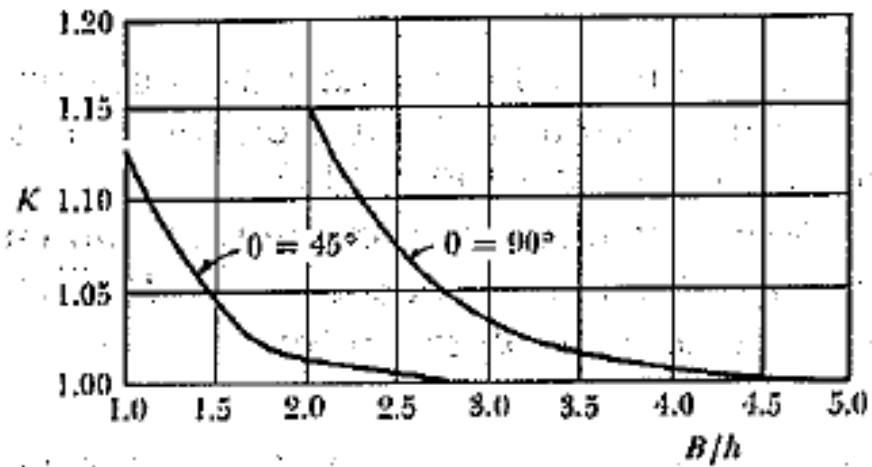


Figura 2. 7 Valores de K en la fórmula de la Universidad Católica de Chile para vertedores triangulares (Sotelo, 2002).

2.4 Mediciones

A continuación, se desarrolla los cálculos para el primer gasto propuesto y los otros dos se presentarán en la tabla 2.1.

$$N_{SA} = 0.314 \text{ m.}$$

$$N_C = 0.188 \text{ m.}$$

$$h = N_{SA} - N_C = 0.3141 - 0.1881 = 0.126 \text{ m.}$$

$$B/h = 1.025/0.126 = 8.135$$

$$\mu = 0.585 \text{ (obtenido de la figura 3.5).}$$

$$K = 1 \text{ (obtenido de la figura 2.6).}$$

De la ecuación 2.2 se tiene que:

$$C = \frac{8}{15} \sqrt{2 * 9.81} \tan\left(\frac{90}{2}\right) * 0.585 * 1 = 1.382$$

Sustituyendo estos valores en la ecuación 2.1 se obtiene:

$$Q = 1.382 * 0.126^{5/2} = 0.0078 \text{ m}^3/\text{s.}$$

Tabla 2. 1 Gastos empleados en los ensayos.

Gastos	m³/s	lt/s
1	0.00778	7.79
2	0.02575	25.75
3	0.04113	41.13

Sin pila

Para cada gasto se midió la superficie libre del agua a cada 0.10 m en la sección del canal con paredes de acrílico (figura 2.8). Los resultados obtenidos se muestran en las gráficas 2.1, 2.2 y 2.3 respectivamente.



Figura 2. 8 Medición del tirante sin pila para $Q = 25.75$ lt/s.

Con pila

La pila se colocó en la parte central del canal en donde se encuentra la pared de acrílico, y justo en el centro de la sección transversal del canal dejando un espacio de 0.09 m entre la pila y la pared por donde pasará el flujo. De igual forma, la medición de la superficie libre del agua se hizo a cada 0.10 m, salvo 0.20 m aguas arriba y aguas abajo de la pila, donde se hizo a cada 0.02 m (figura 2.9). Los resultados obtenidos se muestran en las figuras 2.10, 2.11 y 2.12 respectivamente.



Figura 2. 9 Medición del tirante con pila para $Q = 25.75 \text{ lt/s}$.

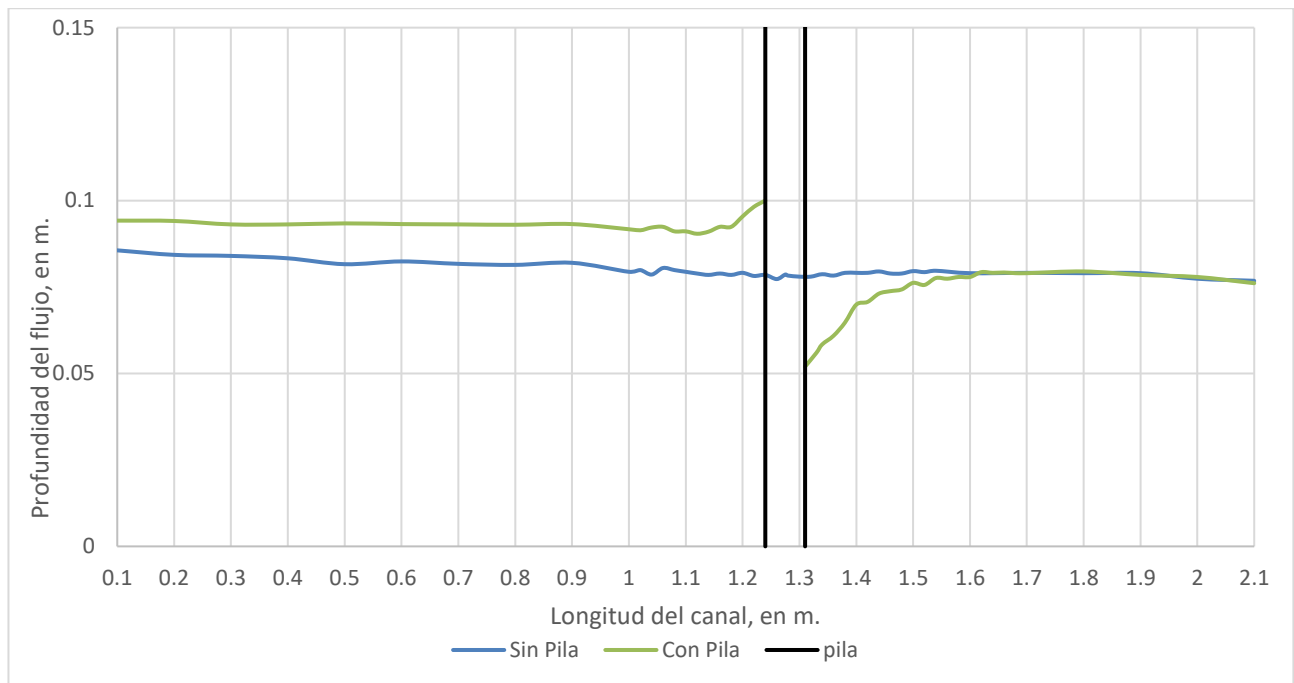


Figura 2. 10 Superficie libre del agua $Q= 7.79 \text{ lt/s}$.

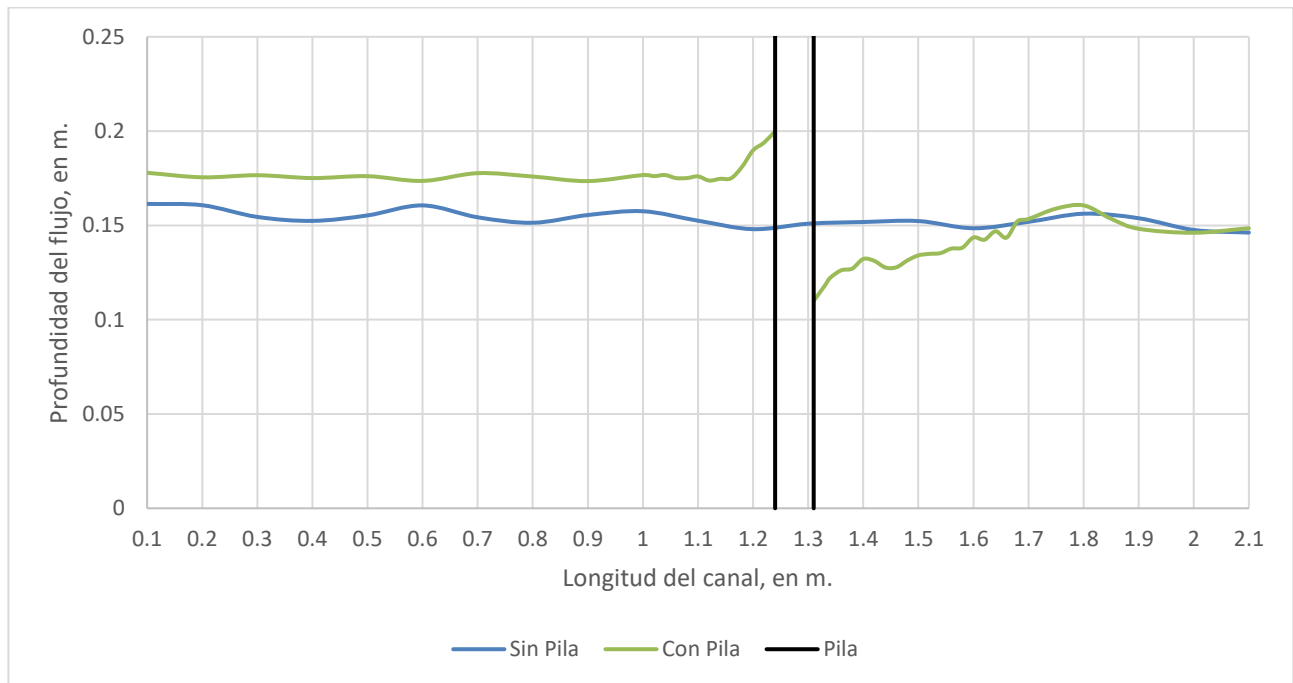


Figura 2. 11 Superficie libre del agua $Q= 25.75$ lt/s.

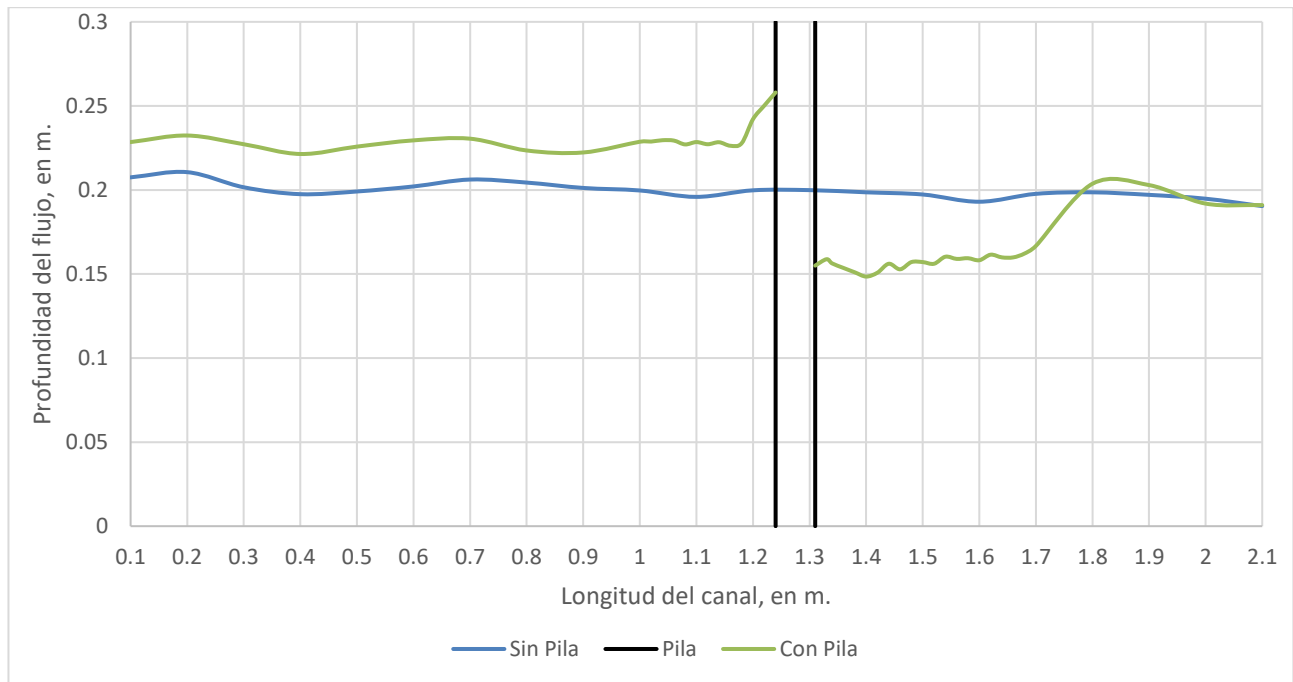


Figura 2. 12 Superficie libre del agua $Q= 41.13$ lt/s.

En las gráficas anteriores se observa el cambio en la superficie libre del agua debido al efecto de obstrucción que produce la pila, entre estos, se observa la sobreelevación de la superficie libre del agua aguas arriba y la disminución del tirante aguas abajo de la misma. Sin embargo, se observa que el flujo tiende a regresar al nivel que se presenta sin pila después de la turbulencia generada enseguida aguas abajo de la pila.

En las 3 graficas se puede observar que aproximadamente a los 2 metros, el flujo con la obstrucción de la pila vuelve al estado original sin pila; para visualizar el efecto de sobreelevación que se tiene en la superficie libre del agua, se tomará el tirante a esta distancia como el tirante y_3 y para tener el tirante y_1 se tomará el tirante a la distancia de 0.7 metros para los 3 casos de estudio; para esto se realizará la comparación entre la diferencia de los datos medidos y la ecuación de Yarnell, que para nuestro caso, es la ecuación que el programa HEC-RAS utiliza para hacer el estudio de la sobreelevación de la superficie libre del agua.

Para esto, primero se hará la diferencia de niveles de la superficie libre del agua medidos, estos se muestran en la tabla 2.2.

Tabla 2. 2 Sobreelevación de la superficie libre del agua medidas.

Gasto (lt/s)	y_1 (m)	y_3 (m)	Δh (m)
7.79	0.093	0.078	0.015
25.75	0.177	0.146	0.031
41.13	0.231	0.192	0.039

Para el cálculo de la sobreelevación de la superficie libre del agua se hará uso de la ecuación 1.34, siendo esta la fórmula que propuso (Yarnell, 1934), para esto se tienen que hacer el cálculo de algunos factores de dicha ecuación.

Tabla 2. 3 Números de Froude para cada gasto medido.

Gasto (lt/s)	y₃ (m)	V₃ (m/s)	F_{R3}
7.79	0.078	0.40	0.458
25.75	0.146	0.705	0.589
41.13	0.192	0.857	0.625

K_y= 1, de la tabla 1.1

$$\sigma = \frac{0.25}{0.25-0.07} = 0.72$$

$$\alpha = 1-0.72 = 0.28$$

Tabla 2. 4 Comparación entre la sobreelevación de la superficie libre del agua medida y la calculada

Gasto (lt/s)	Δh (m)	Δh (m) ecuación de Yarnell
7.79	0.015	0.007
25.75	0.031	0.034
41.13	0.039	0.056

Como se puede observar en la tabla 2.4, la ecuación de Yarnell no es aplicable para esta experimentación ya que, los valores calculados de la sobreelevación de la superficie libre del agua difieren de los valores medidos, esto es debido, a que el flujo con el que se está trabajando está en régimen supercrítico, el cual, como se mencionó en el capítulo 1, no cumple con los parámetros para el uso de la ecuación de Yarnell, más adelante se hará el estudio comparando los valores que da HEC-RAS para verificar si es factible utilizar o no la ecuación de Yarnell, y si no lo es, proponer el método que mejor se ajuste para este trabajo.

Las tablas con los valores graficados anteriormente se presentan en el anexo A tanto para los ensayos sin pila, como los ensayos con la pila.

Capítulo 3

Modelación numérica

Para reproducir de forma numérica los ensayos realizados en el laboratorio, se utilizó el programa computacional HEC-RAS, realizando las consideraciones necesarias para que el programa arrojara los resultados más cercanos a los que se obtuvieron en el laboratorio. En este capítulo se abarcarán dichas consideraciones, las ecuaciones empleadas por HEC-RAS, y, por último, se presenta un análisis entre los resultados obtenidos en el laboratorio y los obtenidos con el programa.

3.1 HEC - RAS

HEC-RAS es un software de uso libre, diseñado y desarrollo por el Centro de Ingeniería Hidráulica del Cuerpo de Ingenieros del gobierno de los Estados Unidos, siendo un programa de dominio público. Este software permite realizar modelaciones de flujo a superficie libre en una y dos dimensiones. En este trabajo se considerará flujo en una dimensión.

Una hipótesis básica en la que se basa HEC-RAS es que el flujo simulado debe ser unidimensional (Bladé, 2009), esto quiere decir que, la única componente de la velocidad del flujo a tomar en cuenta es la que va en dirección del movimiento. Al modelar en este programa se dispone de una interfaz en la cual el usuario puede enfocarse en una aplicación hidráulica específica y tiene la capacidad de gestionar la información por medio de gráficas y tablas que pueden ser manipuladas una vez teniendo el cálculo del perfil del agua a superficie libre. Las componentes para el análisis de un río que abarca el programa para un análisis unidimensional son:

- El cálculo del perfil a superficie libre en régimen permanente gradualmente variado, en régimen lento, rápido o mixto. El método que utiliza es el balance de energía entre dos secciones resolviéndolo con el método iterativo paso a paso, las pérdidas de energía las considera con la fórmula de Manning y con los coeficientes de expansión y contracción que se dan en la literatura de la hidráulica de canales. Para el cálculo del perfil en régimen variado utiliza la ecuación de la cantidad de movimiento; siendo también utilizada para el régimen combinado en el salto hidráulico, en la hidráulica de puentes y la confluencia de ríos (se da cuando aguas de distintas corrientes se juntan en una misma para formar un nuevo cauce).

El programa también considera los efectos de obstrucciones, tales como puentes, alcantarillas, presas y otro tipo de estructura que pudieran ser consideradas en los cálculos, ya que permite evaluar las vías de inundación, así como el cambio de los perfiles del agua debido a estas estructuras.

- HEC-RAS permite también la simulación y cálculo de régimen variable no permanente.
- El programa tiene también la posibilidad de estimar el transporte de sedimentos en canales o ríos.

3.1.1 Análisis de flujo permanente en HEC-RAS

Para iniciar un análisis de flujo permanente, el programa HEC-RAS utiliza las ecuaciones generales de la hidráulica, (descritas en el capítulo1) utilizando la hipótesis que el flujo es unidimensional.

Las pérdidas por efectos de contracción (locales) HEC-RAS las calcula con la ecuación propuesta por Hinds (Jiménez, 2017) que se escribe de la siguiente manera:

$$\Delta H_L = \lambda \left(\frac{v_2^2}{2g} - \frac{v_1^2}{2g} \right) \quad (3.1)$$

Donde el coeficiente λ se considera 0.1 para este efecto. HEC-RAS asume el cálculo de pérdidas locales en la contracción por el hecho que en esa zona existe un cambio de velocidades.

Para iniciar un análisis de balance de energía, primero se tienen que definir las condiciones de contorno con las que trabajará el programa, esto implica entonces, conocer ciertos valores de la superficie libre del agua, de esta manera, HEC-RAS inicia las iteraciones, que en un principio realiza 20 iteraciones y puede aumentarse hasta 40 como máximo.

En caso de tener un perfil subcrítico, el programa calcula el número de Froude para determinar si dicho tirante crítico obtenido corresponde a dicho régimen en cada iteración, si el número de Froude es superior a 0.94 el programa inicia un cálculo más preciso; esto se presenta en mayor medida en canales irregulares, debido a que calcular el número de Froude en estos canales no es muy preciso.

Para un perfil supercrítico, HEC-RAS realiza el cálculo del número de Froude de manera automática para todas las secciones; esto para poder realizar una comparación entre la superficie libre del agua obtenida del balance de energía en las dos secciones y el tirante crítico, para así asegurar el cálculo de un perfil supercrítico.

3.1.2 Análisis de flujo no permanente en HEC-RAS

HEC-RAS inicialmente utiliza las hipótesis para un flujo unidimensional que se encuentra principalmente para régimen lento, sin embargo, utiliza un algoritmo de cálculo para el caso del régimen rápido, permitiendo así, realizar un cálculo completo si existe un cambio de régimen en el canal. El método de cálculo que utiliza el programa son las ecuaciones de Saint Venant para una dimensión; consiste en las ecuaciones en derivadas parciales de la formadas por la ecuación de continuidad y la de cantidad de movimiento, descritas en el capítulo 2. (Bladé, 2009), (ver figura 3.1).

En HEC-RAS, el análisis del flujo en régimen no permanente está sujeto a diferentes errores en el cálculo numérico que pueden llegar a ser significativos hasta el punto en que no pueda realizar los cálculos; estos errores son:

- Δx .
- Δt .
- θ .
- Número de iteraciones.
- Tolerancia de la solución.
- Factores de estabilidad de aliviaderos y vertedores.
- Factores de estabilidad de sumergencia y vertedores.

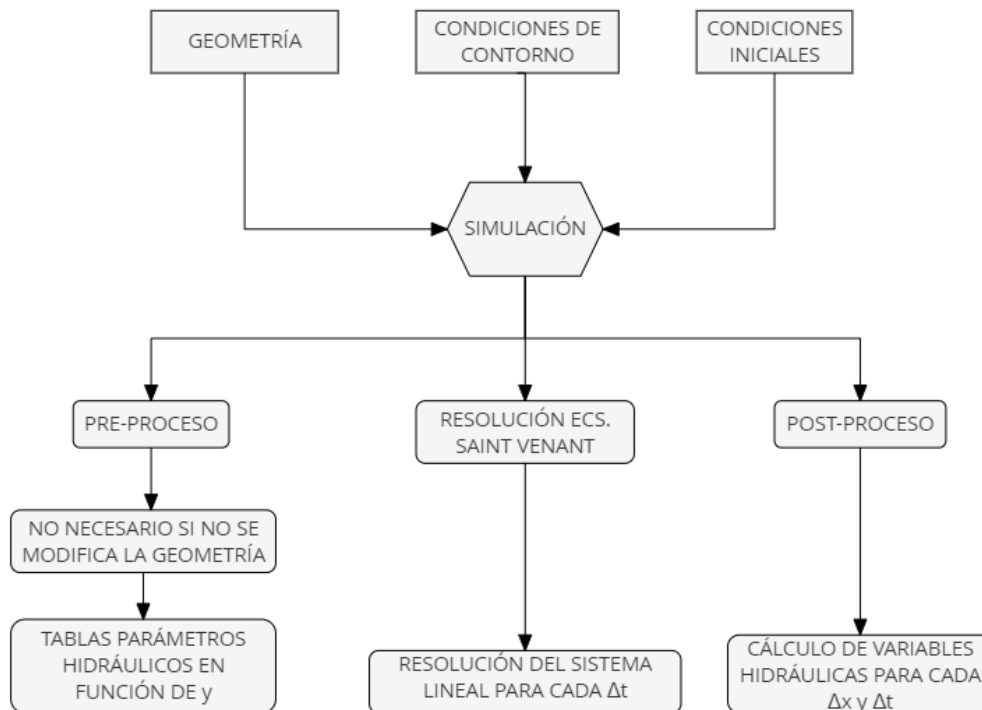


Figura 3. 1 Proceso de cálculo de flujo no permanente que sigue HEC-RAS.

La tolerancia que maneja el programa para la superficie libre del agua es de 0.0006 m; es recomendable dejar por defecto las tolerancias que utiliza el programa ya que, al aumentar o disminuir estas, puede repercutir sobre la estabilidad del cálculo.

3.1.3 Sobreelevación de la superficie libre del agua debido a pilas de puente

HEC-RAS realiza el cálculo de pérdidas de energía debidas a pilas de puentes en tres secciones; en la primera se calculan las pérdidas ocurridas aguas abajo de la pila, donde ocurre la expansión, en la segunda se consideran las pérdidas causadas por la pila misma con ecuaciones que se describirán posteriormente, y por último se realiza el cálculo aguas arriba de la pila, en donde la contracción toma lugar (figura 3.2).

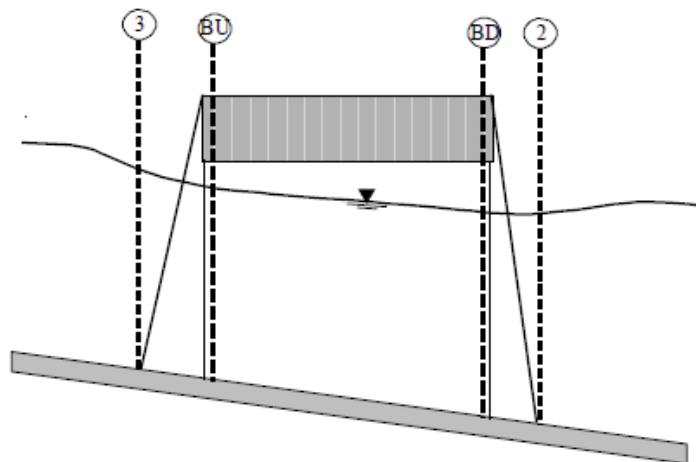


Figura 3. 2 Secciones aguas arriba y aguas abajo en la sección del puente.

Como ya se mencionó en el capítulo 1, para el análisis hidráulico de la sobreelevación de la superficie libre del agua debido a pilas de puentes se utilizan diferentes ecuaciones como son: la ecuación de continuidad, energía, cantidad de movimiento y otras de tipo empírico como la ecuación de Yarnell (ecuación 1.34). Estas ecuaciones están incluidas en el programa para calcular los perfiles del agua aguas arriba y aguas abajo de las pilas.

Además, HEC-RAS divide al flujo en 3 clases, para los cuales utiliza diferentes métodos de cálculo, aunque en varias ocasiones estos métodos difieren muy poco en los resultados:

Clase A: flujo lento. Se aceptan 4 métodos para el cálculo de este flujo:

- Ecuación de la energía.
- Ecuación de cantidad de movimiento.
- Ecuación de Yarnell.
- Método FHWA WSPRO¹.

Clase B: con una sección de control (régimen crítico) en la constricción² del puente. Cuando se presenta este tipo de flujo se deberá hacer el análisis como un flujo mixto (ver figura 3.3). En este caso se hace el cálculo utilizando la ecuación de cantidad de movimiento desde el régimen crítico de la sección del puente hacia aguas arriba en régimen subcrítico y en régimen supercrítico hacia aguas abajo. Cuando esta ecuación no calcula el perfil de manera correcta, el programa recurre a la ecuación de la energía.

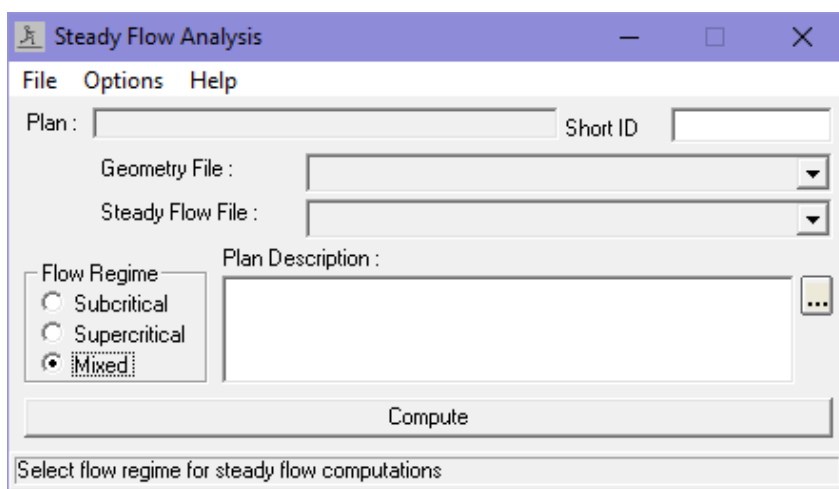


Figura 3. 3 Análisis de flujo permanente en HEC-RAS.

¹ Corresponde al antiguo método de cálculo de la *Federal Highway Administration*.

² En un canal abierto, una constricción constituye un tramo con una reducción súbita en la sección transversal del canal (Chow, 1994).

Clase C: flujo en régimen supercrítico.

- Ecuación de la energía.
- Ecuación de cantidad de movimiento.

Cuando se tiene flujo a presión, el programa hace los cálculos utilizando la ecuación de la energía o mediante una ecuación de vertedor junto con el cálculo a presión, aun así, se tienen que definir diferentes parámetros como el coeficiente de descarga del puente sumergido (figura 3.4).

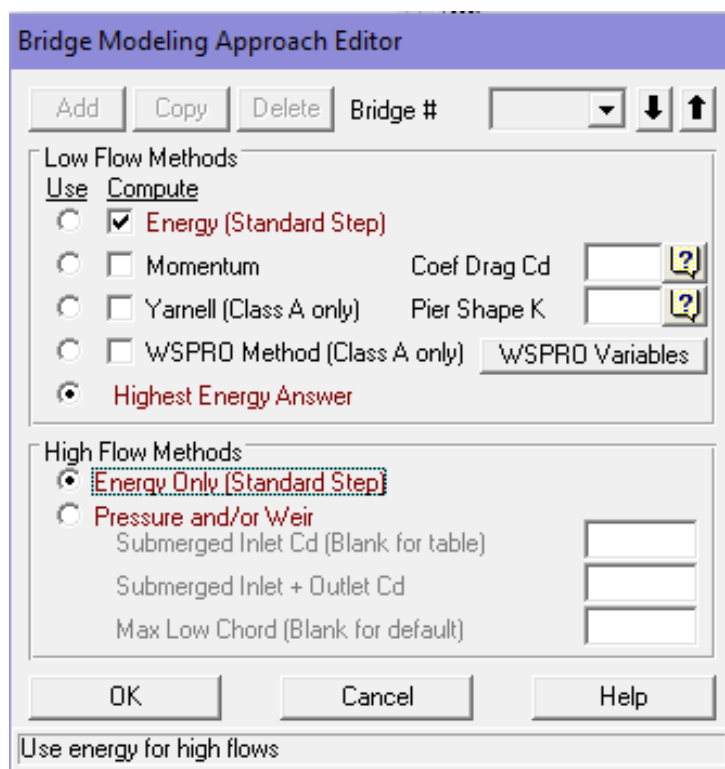


Figura 3. 4 Metodologías utilizadas por HEC-RAS para el cálculo de perfiles con pila.

El método WSPRO calcula la superficie libre del agua a través del puente resolviendo de forma iterativa la ecuación de la energía. “Evalúa a partir de la geometría y características del flujo, la longitud efectiva, empleada en el cálculo de las pérdidas de energía debidas a la

fricción y un coeficiente de descarga, utilizado en el cálculo de las pérdidas de energía debido a la expansión del flujo a la salida del puente” (Bustos, 2011).

3.2 Consideraciones

Para la modelación numérica en una dimensión mediante HEC-RAS, el canal se discretizó en secciones transversales rectangulares a cada 0.10 m (figura 3.5) en la sección con paredes de acrílico, y a cada 0.50 m aguas abajo de la misma hasta la caída libre. El resultado se muestra en la figura 3.6.

Para la simulación con la pila se utilizó la misma geometría, colocándola en la mitad de la zona discretizada a cada 0.10 m. Además, el programa pide ciertos coeficientes y como se muestra en la figura 3.4 y otros parámetros los cuales fueron obtenidos del manual que proporciona el mismo programa; estos son:

- Coeficiente de arrastre, para pilas circulares $C_d = 1.2$
- Coeficiente que depende de la forma de la pila, $K = 1$ (para la ecuación de Yarnell, tabla 1.1).
- Número de puntos en la curva de flujo libre, 80
- Número de curvas sumergidas, 50
- Número de puntos en cada curva sumergida, 40
- Altura máxima de la superficie libre del agua, 0.5 m.
- Elevación máxima en la cola de la pila (opcional), 0.5 m.
- Flujo máximo (recomendado), $0.06 \text{ m}^3/\text{s}$.

Cabe destacar que estos coeficientes y parámetros son necesarios para que el programa realice una simulación adecuada, sin embargo, estos valores pueden cambiar dependiendo del proyecto que se esté estudiando y del usuario.

Para considerar la fricción del fondo y de las paredes, se utilizó el coeficiente de fricción de Manning, el cual, además, se utilizó para calibrar el modelo en los casos de flujo sin pila y en régimen permanente. El coeficiente de Manning que más se adecuó para este

experimento fue de 0.013, que, en la literatura técnica, corresponde a canales recubiertos de cemento con superficie lisa como el valor máximo que se puede utilizar.

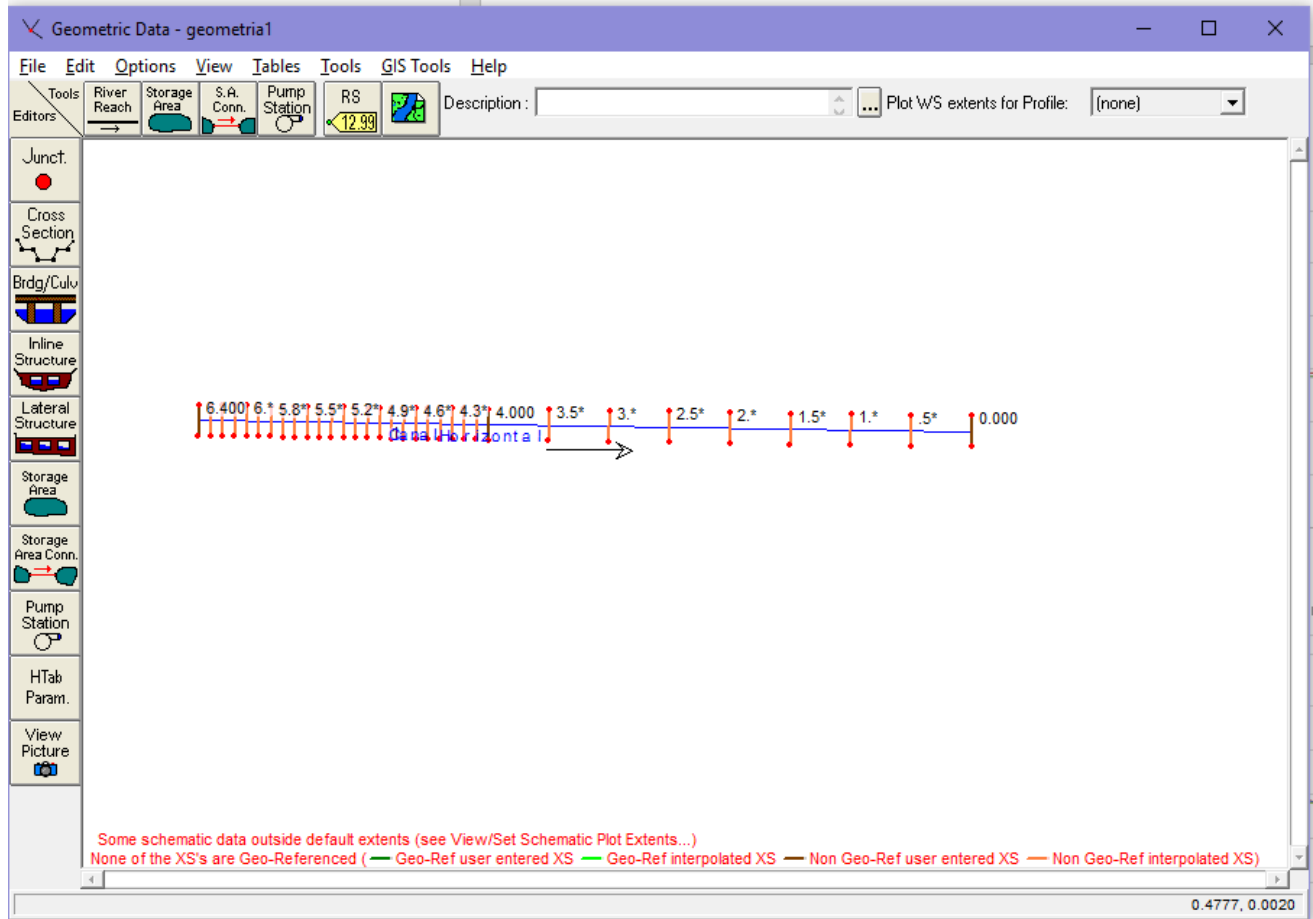


Figura 3. 5 Geometría del canal HEC-RAS.

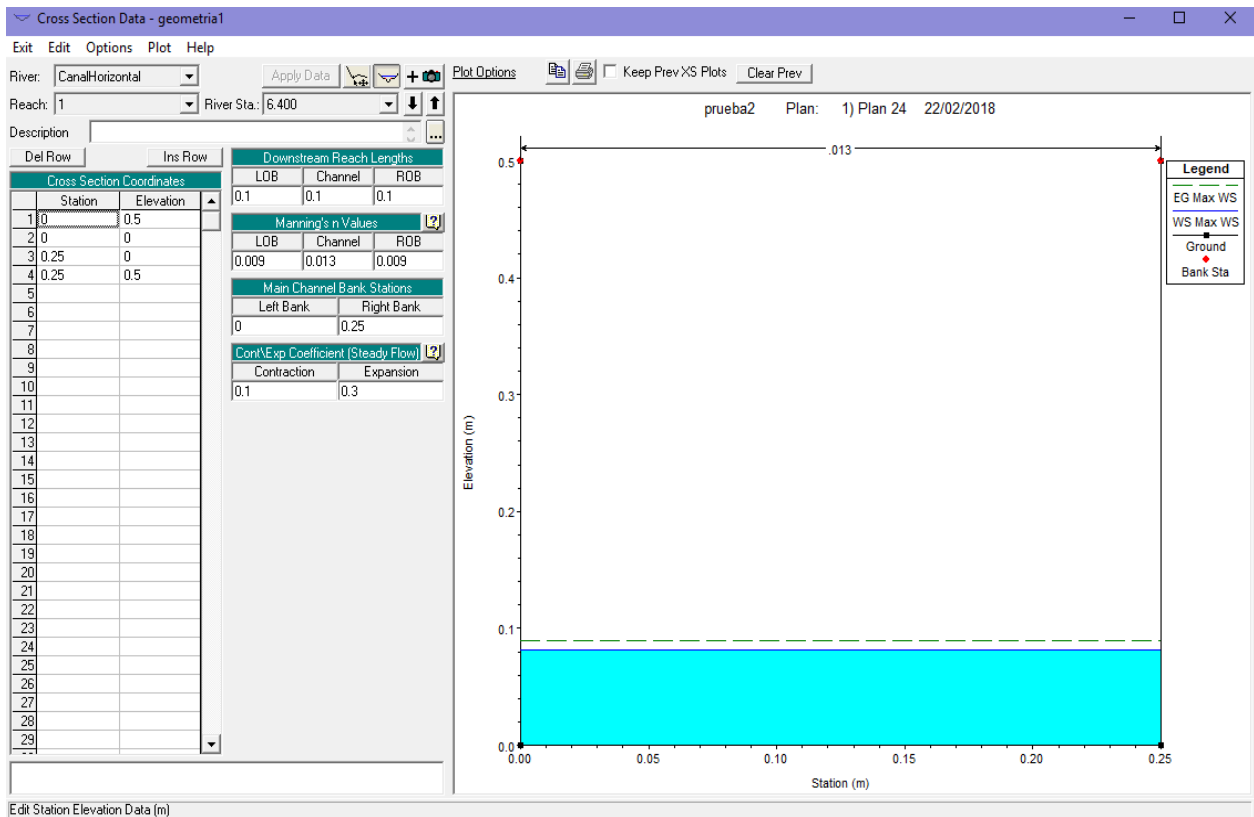


Figura 3. 6 Sección transversal del canal en HEC-RAS.

Para la modelación numérica en régimen permanente se utilizaron como condiciones de contorno, en el extremo aguas arriba los gastos propuestos, y en el extremo aguas abajo el tirante medido (tabla 3.1).

Tabla 3. 1 Tirantes medidos en la zona de descarga del canal.

Gasto Q (lt/s)	y (m)
7.79	0.05
25.75	0.10
41.13	0.14

Para la modelación en régimen variable se utilizó como condición inicial, los perfiles de la superficie libre del agua calculados en régimen permanente, como condición de contorno en

el extremo aguas arriba un hidrograma con un caudal constante y en el extremo aguas abajo el tirante crítico.

Además, se proponen otros parámetros hidráulicos como el inicio y fin de la simulación incremento de tiempo, (figura 3.7). También se puede considerar flujo mixto.

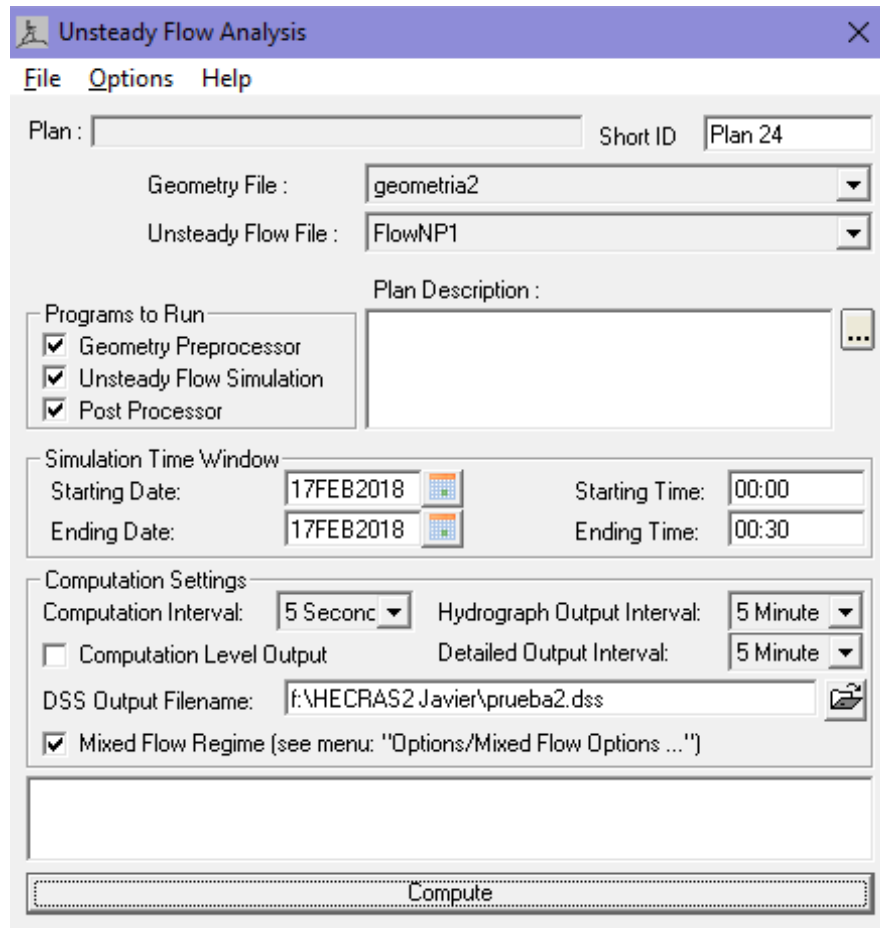


Figura 3. 7 Análisis de flujo no permanente en HEC-RAS.

3.3 Análisis de flujo permanente y no permanente

Se realizó una comparación entre la superficie libre del agua en HEC-RAS en flujo permanente y no permanente para cada uno de los gastos utilizados, dando como resultado

que, para flujo permanente las 3 ecuaciones que utiliza el programa (ecuación de la energía, ecuación de momento y ecuación de Yarnell) (figura 3.8).

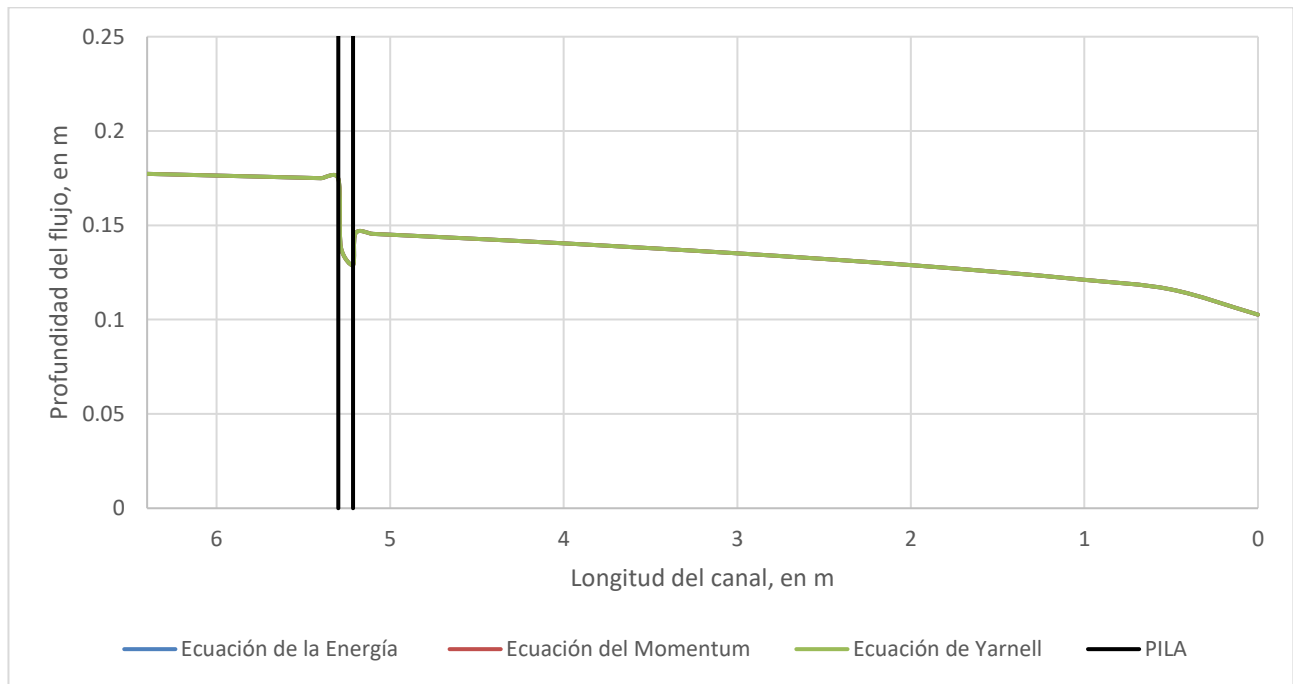


Figura 3. 8 Superficie libre del agua calculada con diferentes ecuaciones que utiliza HEC-RAS en flujo permanente.

En cambio, en régimen variable, hay diferencias notables, sobre todo con la ecuación de Yarnell; esto es debido a que la ecuación es válida para flujos de clase A y B (Chow, 1994), que son flujos de tipo subcrítico, además esta ecuación solo es aplicable para los puentes en los que la mayoría de las pérdidas de carga se producen en las pilas, es por ello que los valores son muy diferentes a los obtenidos con las otras dos ecuaciones (ver figura 3.9).

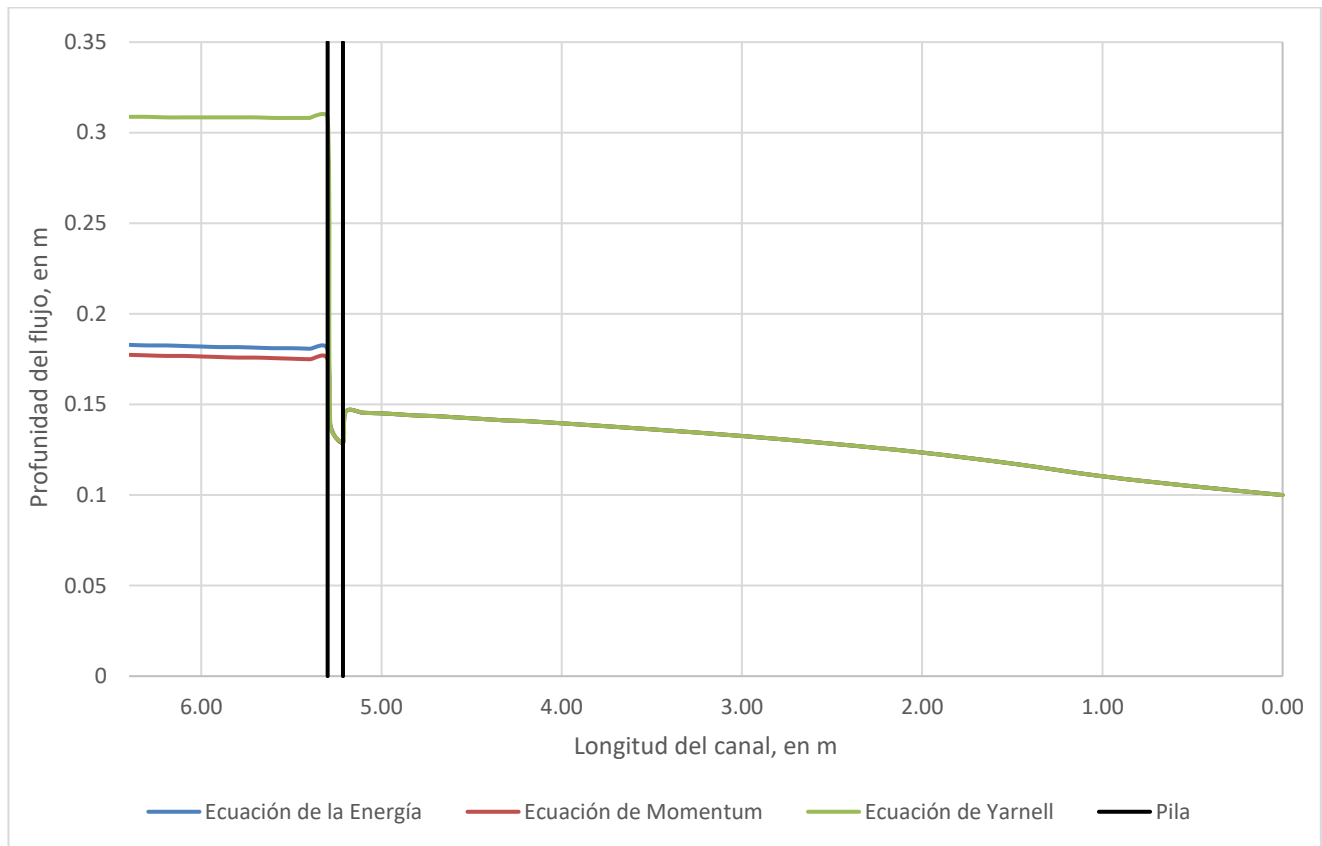


Figura 3. 9 Superficie libre del agua calculada con diferentes ecuaciones que utiliza HEC-RAS en flujo no permanente.

Por lo anterior, la modelación numérica del efecto de la pila sobre el flujo se realizará empleando la ecuación de la energía, tanto en régimen permanente como no permanente, dado que resulto ser la mejor opción (ver figura 3.10).

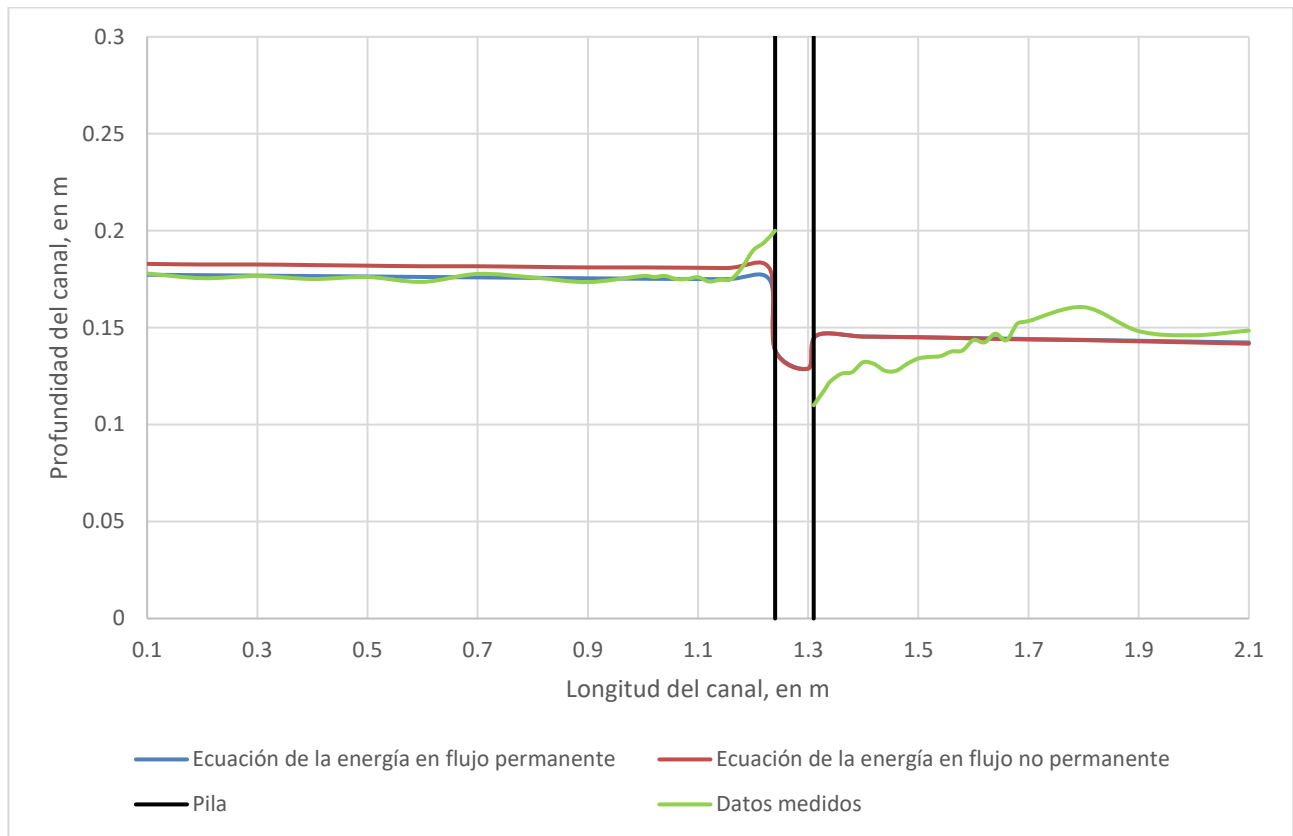


Figura 3. 10 Superficie libre del agua calculada con la ecuación de la energía en HEC-RAS con los datos medidos.

3.4 Resultados

De esta forma, para cada gasto se realizó una corrida sin y con pila para visualizar el efecto de sobreelevación que provoca la pila a la mitad del puente. En primer lugar, se muestran los resultados de flujo permanente y en seguida los resultados de flujo no permanente, en donde se puede ver como el flujo aguas arriba de la pila sufre una sobreelevación (figuras 3.11, 3.12, 3.13, 3.14, 3.15 y 3.16).

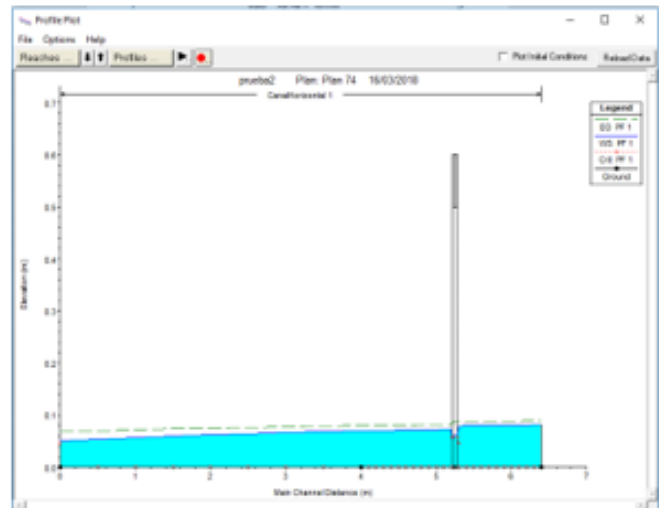
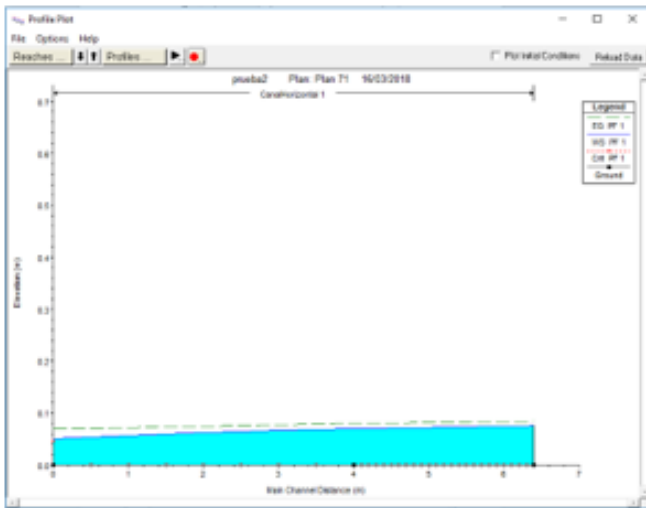


Figura 3. 11 Resultados de flujo permanente sin pila (izquierda) y con pila (derecha), para $Q=7.79$ lt/s .

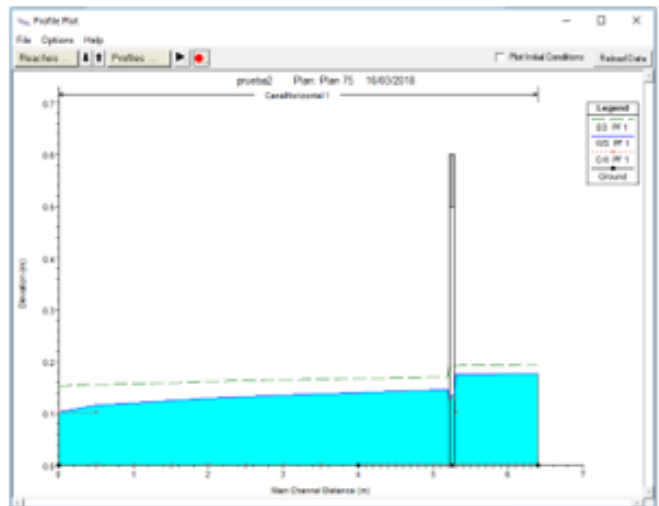
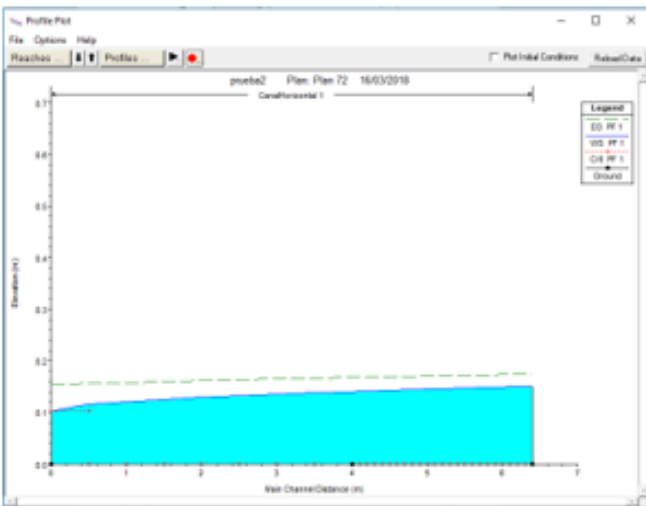


Figura 3. 12 Resultados de flujo permanente sin pila (izquierda) y con pila (derecha), para $Q=25.75$ lt/s .

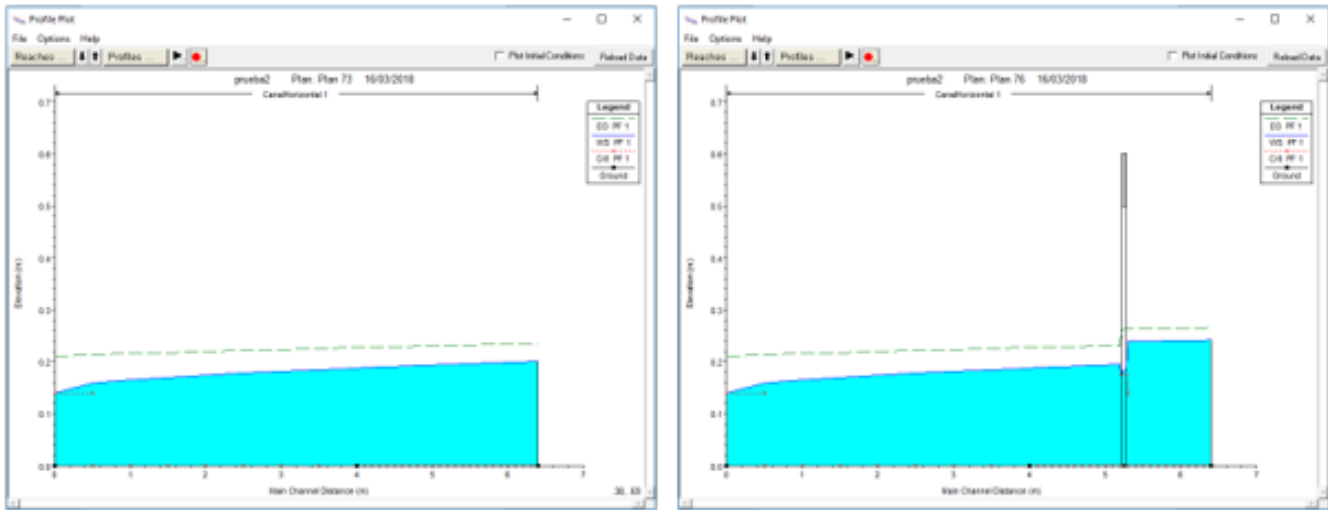


Figura 3. 13 Resultados de flujo permanente sin pila (izquierda) y con pila (derecha), para $Q=41.13$ lt/s .

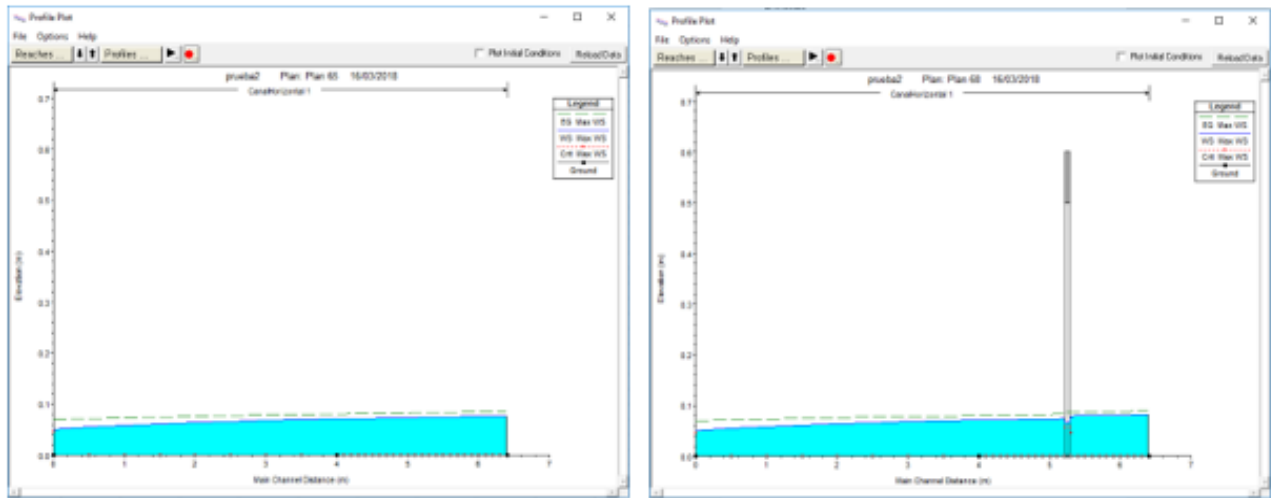


Figura 3. 14 Resultados de flujo no permanente sin pila (izquierda) y con pila (derecha), para $Q=7.79$ lt/s .

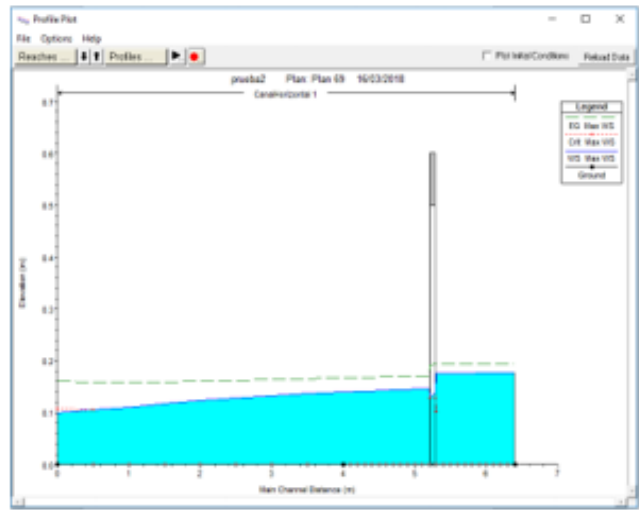
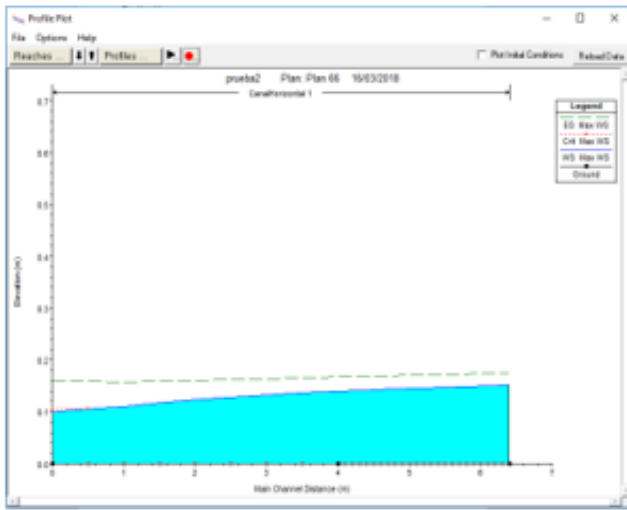


Figura 3. 15 Resultados de flujo no permanente sin pila (izquierda) y con pila (derecha), para $Q=25.75 \text{ lt/s}$.

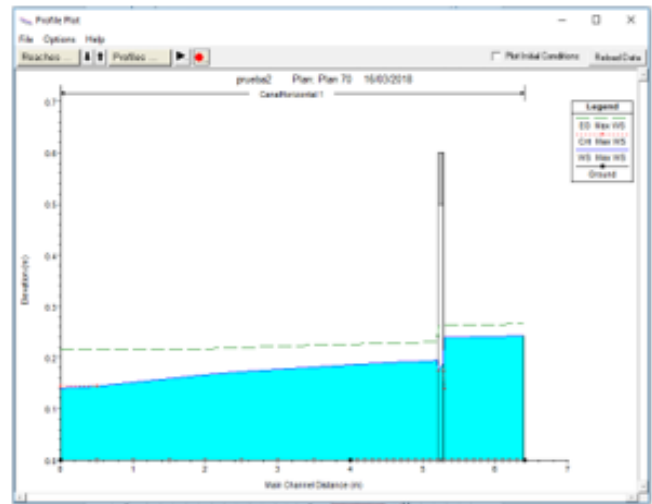
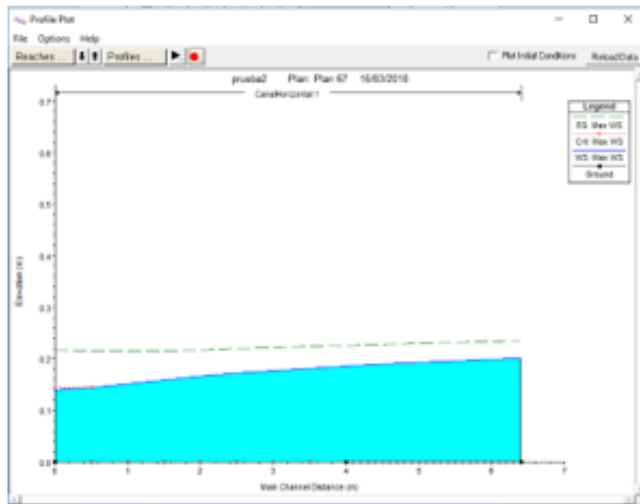


Figura 3. 16 Resultados de flujo no permanente sin pila (izquierda) y con pila (derecha), para $Q=41.13 \text{ lt/s}$.

Capítulo 4

Análisis de resultados

En esta sección se comparan los resultados medidos con los resultados calculados con el programa, visualizando los valores en gráficas (figuras 4.1, 4.2 y 4.3), posteriormente se analizarán los resultados con una breve explicación.

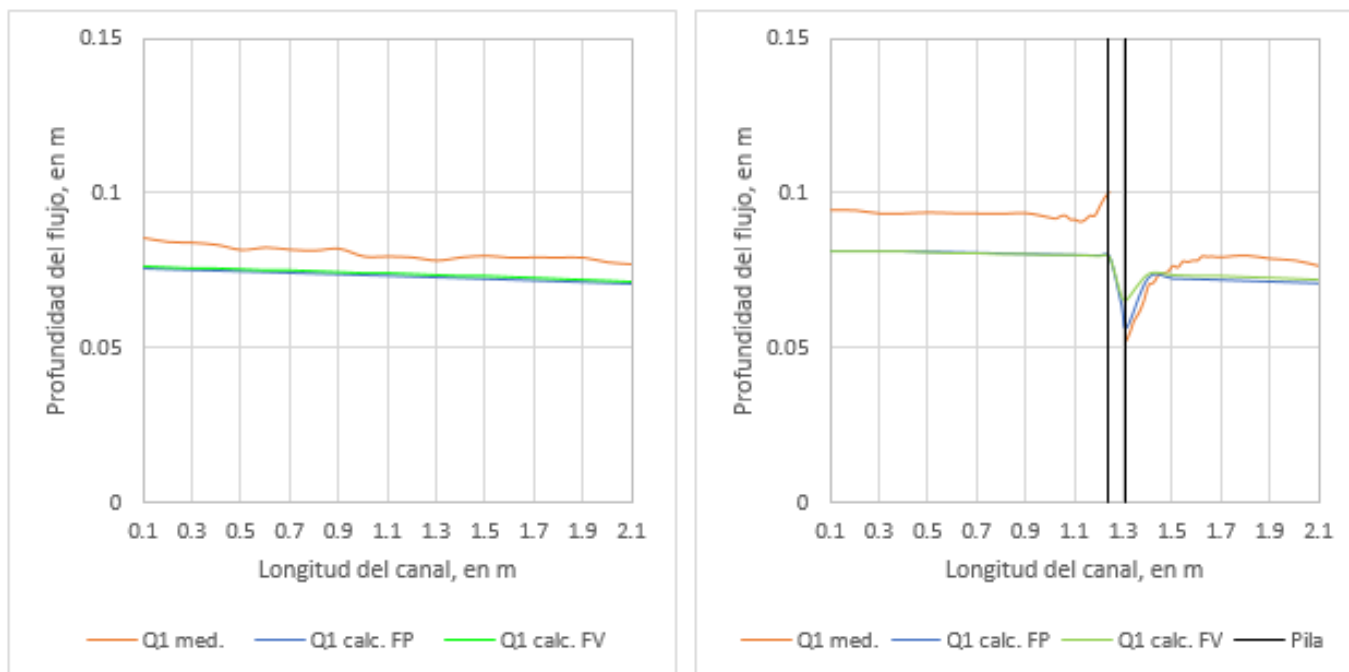


Figura 4. 1 Comparación numérico – experimental de la superficie libre del agua, $Q = 7.79$ lt/s.

Sin pila (izquierda) y con pila (derecha).

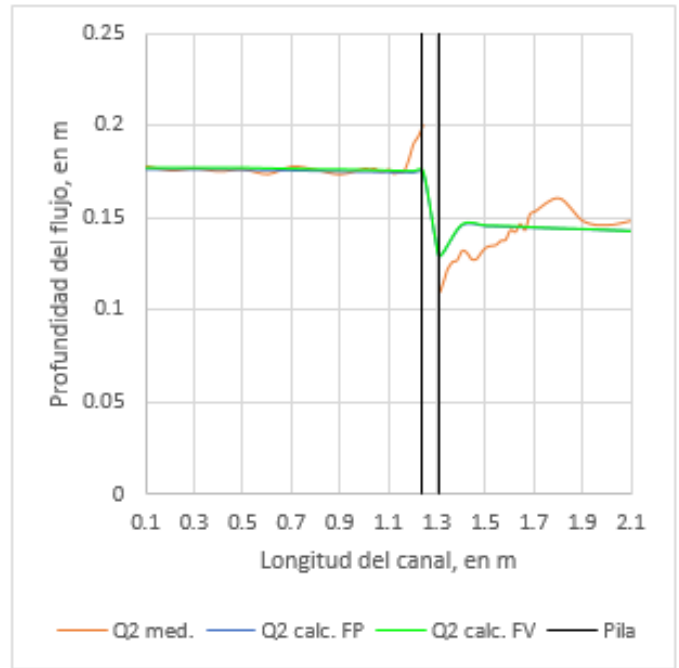
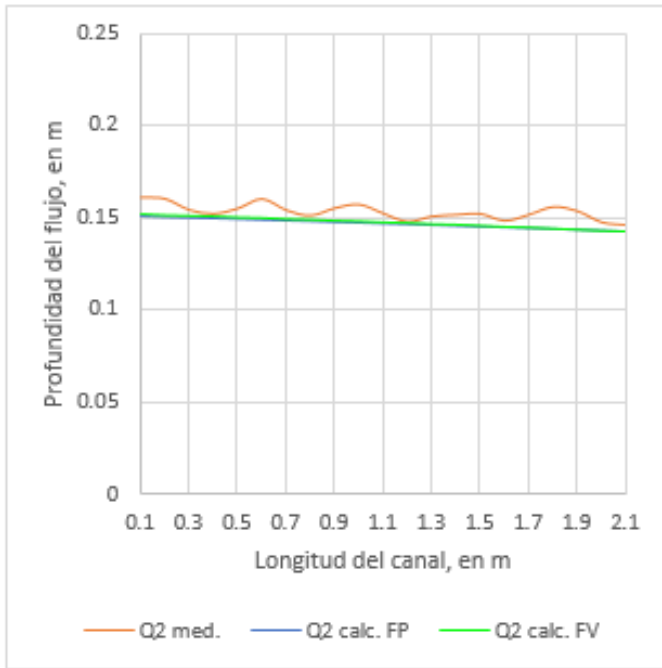


Figura 4. 2 Comparación numérico – experimental de la superficie libre del agua, $Q = 25.75 \text{ lt/s}$. Sin pila (izquierda) y con pila (derecha).

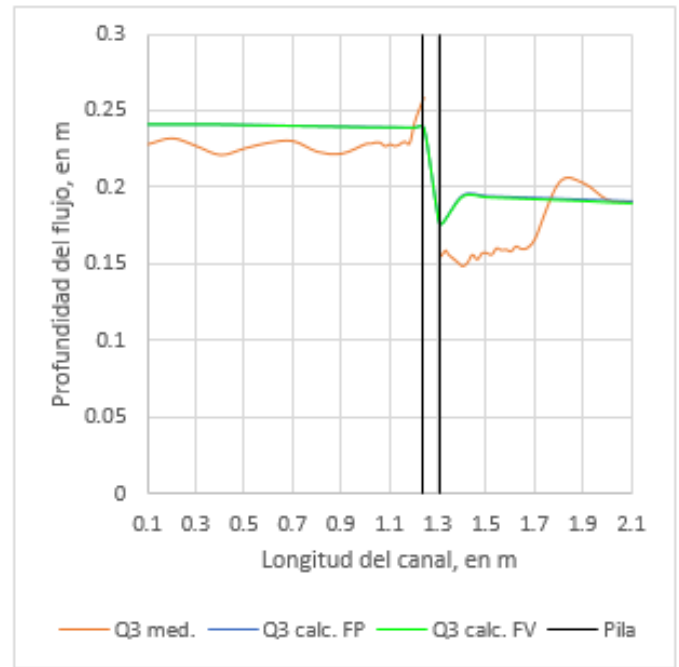
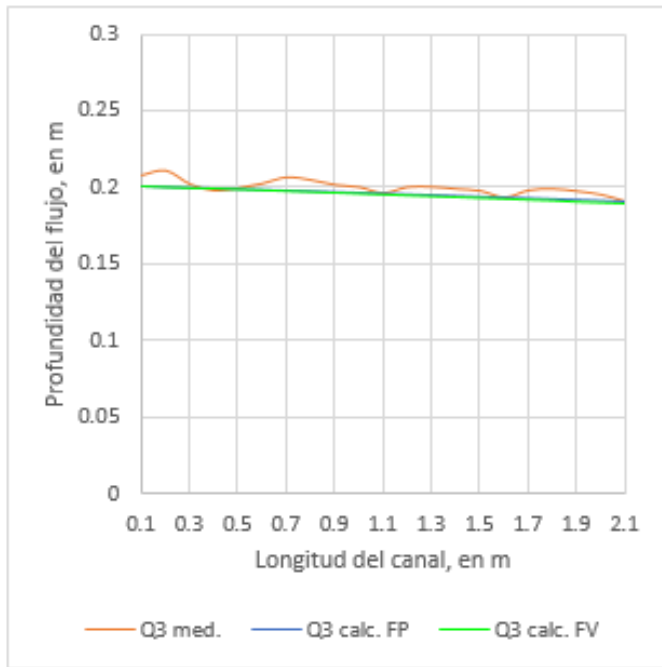


Figura 4. 3 Comparación numérico – experimental de la superficie libre del agua, $Q = 41.13 \text{ lt/s}$. Sin pila (izquierda) y con pila (derecha).

En primera instancia, se puede observar que para el caso sin pila la mejor aproximación que se tiene es con el gasto de 41.13 lt/s, mientras que con pila la mejor aproximación es con el gasto de 25.75 lt/s. y también en las gráficas de los valores calculados tanto para flujo permanente como flujo no permanente, se puede distinguir que, a diferencia de los otros dos gastos, existen diferencias con respecto a los resultados medidos, sin embargo, se puede decir que los resultados son aceptables debido a que la diferencia entre los resultados calculados y medidos son de un rango de ± 2 cm, esto puede suceder debido a diferentes parámetros que HEC-RAS no puede tomar en cuenta.

Otra aspecto que se puede observar en los resultados calculados, es que la superficie libre del agua al pasar por la zona de la pila del puente se genera un pequeño desnivel que se incrementa conforme el gasto aumenta y regresa a las condiciones sin pila a corta distancia, mientras que, en los ensayos se observó que se crea una zona de turbulencia al pasar la pila que, en donde, a mayor gasto, mayor es la distancia para recuperar las condiciones normales; para gastos mayores se podría a crear un salto hidráulica, originando así un cambio de régimen.

A primera vista, la superficie libre del agua calculado con flujo en régimen permanente y no permanente son muy similares, esto es debido a que en el canal no alcanza a presentarse un cambio de régimen aguas abajo de la pila del puente, lo cual se logra con grandes gastos. Por otro lado, en los perfiles de las figuras 4.11 a 4.16 se observa que existe una variación de la superficie libre del agua cerca del punto de descarga, lo cual no se puede ver en las gráficas de comparación debido a que en la zona del canal en donde se realizan las mediciones está a una distancia retirada de la zona de descarga

Por otro lado, los valores obtenidos solo son exclusivamente para las condiciones descritas, la sobreelevación de la superficie libre del agua en ríos o canales de grandes dimensiones tienden a ser afectados por más parámetros, entre ellos el arrastre de sedimentos. En este sentido, (Martín, 2002) propone una simplificación de la ecuación de la ecuación de Bradley para considerar dicho proceso.

4.1 Resumen

En este apartado se muestra un resumen de los resultados obtenidos, para así ver que tanta es la diferencia entre los datos medidos y los calculados, las secciones del canal son las mismas que se utilizaron en el capítulo 2; en la parte aguas arriba a una distancia de 0.7 m medida desde el inicio de la zona del acrílico del canal, y aguas abajo a los 2 m, medidos de la misma manera desde el inicio de la zona del acrílico, como se puede ver en las gráficas, los valores son aceptables ya que se obtuvieron valores que difieren en un rango de ± 1 cm.

Tabla 4. 1 Sobreelevación en la superficie libre del agua medidos.

Q (lt/s)	y₁ (m)	y₃ (m)	Δy (m)
7.79	0.093	0.078	0.015
25.75	0.178	0.146	0.032
41.13	0.231	0.192	0.039

Tabla 4. 2 Sobreelevación en la superficie libre del agua calculados para flujo permanente.

Q (lt/s)	y₁ (m)	y₃ (m)	Δy (m)
7.79	0.080	0.071	0.009
25.75	0.176	0.143	0.033
41.13	0.240	0.191	0.049

Tabla 4. 3 Sobreelevación en la superficie libre del agua calculados para flujo no permanente.

Q (lt/s)	y₁ (m)	y₃ (m)	Δy (m)
7.79	0.080	0.072	0.008
25.75	0.176	0.143	0.033
41.13	0.241	0.190	0.051

Tabla 4. 4 Porcentaje de error entre los valores medidos y los calculados.

Q (lt/s)	E % (medido – permanente)	E % (medido – no permanente)
7.79	38.118	45.858
25.75	4.096	5.134
41.13	26.856	31.080

Como se puede observar en la tabla 4.4, los resultados arrojados por el programa más cercanos a los valores medidos fueron para el gasto de 25.75 lt/s; estos valores tienen un error de menos del 10%, sin embargo, al analizar las tablas 4.2 Y 4.4 se puede ver que los valores calculados son muy similares entre el régimen permanente y no permanente. Para este caso en especial, al ser un experimento de laboratorio, la sobreelevación en la superficie libre del agua no sobrepasa los 10 cm, entonces se puede decir que los valores que da el programa pueden ser aceptables; sin embargo, para un caso real en la práctica es recomendable realizar un análisis bidimensional o tridimensional si es posible, para que los resultados sean más parecidos a lo real, ya que, como se ven en las figuras 4.1 a 4.3, los valores obtenidos por HEC-RAS muestran que la superficie libre del agua aguas abajo de la pila regresa al nivel que presenta sin la pila de manera un tanto inmediata y como se ve con los medidos, ocurre la turbulencia en esta zona, que incrementa conforme el gasto es mayor.

4.2 Recomendaciones para futuros proyectos

Para continuar con esta investigación, en futuros proyectos se puede proponer el cálculo de la erosión de las pilas en la zona de la turbulencia aguas abajo de la pila; esto debido, a que en puentes en donde el caudal es muy grande, puede ocurrir una erosión considerable en esta zona. En este proyecto se puede observar como, a medida que el gasto aumenta, el área que se ve afectada de la pila por la turbulencia es mayor, por ellos se recomienda el estudio de este efecto en la pila.

Por otro lado, se propone realizar pruebas de laboratorio para poder obtener los coeficientes de pérdidas en la zona donde se encuentra la pila, en la literatura con la que se cuenta, muchos autores se enfocan en cierto tipo de pilas, y en coeficientes que son útiles para casos específicos; es por eso por lo que realizar pruebas de laboratorio y obtener coeficientes de pérdidas puede ayudar en abarcar más campo de estudio en pilas de puentes. (Sotelo, 1997).

Para una investigación más profunda del tema se propone realizar la experimentación agregando sedimentos en el fondo del canal; ya que en este trabajo se realizaron las mediciones con un fondo de canal fijo, esto con el fin de reproducir el efecto que sucede en los canales naturales; y que además, perjudica significativamente a la sobreelevación de la superficie libre del agua al tener un fondo móvil; dicho de otra manera, al tener arrastre de sedimentos.

Un ultimo punto es, desarrollar la misma experimentación, solo que utilizar otras ecuaciones mostradas en este trabajo; que, aún siendo una aproximación exacta, muchas de ellas ya tienen demasiado tiempo de haber sido propuestas, es por ello, que con diferentes experimentos, se podrían proponer diferentes ecuaciones o modificar las que ya se tienen para poder utilizarlas ya sea de manera general o en casos específicos como es el caso de la geometría de la pila; que, como ya se sabe, cada vez se introduce la construcción de puentes con arquitecturas mas detalladas, esto conlleva a que no siempre se tengan las mismas geometrías para todos los casos, y servirá de mucho tener ecuaciones que nos ayuden al cálculo para casos de estudio.

Capítulo 5

Conclusiones

El tener la necesidad de hacer el diseño de puentes cimentados en ríos o canales, implica tener diferentes parámetros para comenzar con un análisis, esto lleva a que se utilicen programas computacionales que ayudan a modelar el proyecto que se tenga, de una manera más sencilla que el tener que hacer el estudio de manera manual. Esto conlleva a dar por hecho que los valores que arroja el o los programas a utilizar son los correctos, sin embargo, deben existir condiciones a considerar para que los datos sean aceptables y puedan ser utilizados.

En este trabajo se comprueba que el programa HEC-RAS es una herramienta muy útil a la hora de hacer modelaciones numéricas del flujo en un cauce, sin embargo, se necesita conocer con certeza la teoría necesaria para que se hagan las consideraciones correctas, porque, como se notó en los resultados, ecuaciones como la que propuso Yarnell solo sirven para cierto tipos de flujo, dicho de otra manera, ya sean coeficientes, parámetros, o la geometría del río o canal de estudio, deben ser verificados y tenerlos bien establecidos previo a realizar la modelación. HEC-RAS es un programa muy completo para realizar estos análisis, aunque, hay que tener en cuenta que el programa tiene limitaciones; como es el caso que hace el análisis de flujo unidimensional, que, para un proyecto de gran magnitud, los valores ya no serían tan cercanos a la realidad, ya que, para ser más exactos, se necesitaría realizar un análisis de flujo bidimensional o tridimensional.

Además, para un análisis más detallado se deben contemplar aspectos que suceden en la realidad como, por ejemplo; el arrastre de sedimentos y la erosión, que estos factores afectan de manera directa tanto a la pila como la cimentación que se haya utilizado al construirla, como se describió en el capítulo 5 algunos autores proponen fórmulas

experimentales que sirven para tomar en cuenta estos factores al hacer el análisis de la sobreelevación, sin embargo, para cada proyecto se deben tener identificados los coeficientes que ayuden a realizar una buena modelación.

Por último, este trabajo permite dar una introducción para desarrollar diferentes casos de estudio, como se planteó en el capítulo anterior; además, siendo esta una comparación entre lo experimental y lo numérico, se puede llegar a desarrollar más a fondo el tema, que a nivel licenciatura se deja a un lado, esto debido a que gran parte del estudio se lleva a cabo con lo que se ve en materias como es hidráulica general e hidráulica de canales, sin embargo, para la zona en donde se coloque la pila, existe muy poca investigación para lo que produce este efecto en canales o ríos.

Bibliografía

- Bladé, E. Sánchez, M. Sánchez H. P. Niñerola D. Gómez M. (2009). *Modelación numérica en ríos en régimen permanente y variable Una visión a partir del modelo HEC-RAS*. Barcelona: Edicions UPC. 216 p.
- Bustos, J. C.(2011) *Cálculo de flujo gradualmente variado con HEC-RAS*, Tesis maestría, Departamento de hidráulica, Facultad de Ingeniería, UNAM, Ciudad de México. 91 p.
- Cadavid, R, Juan H. (2006). *Hidráulica de canales: fundamentos*. Medellin, Colombia: Fondo editorial Universidad EAFIT. 369 p.
- Chow, V. T. (1994). *Hidráulica de Canales Abiertos*. Colombia: Mc Graw Hill.667 p.
- Galiste, Rubén. (2004) *Cálculo hidráulico de puentes históricos*, Tesina, Universidad Politécnica de Catalunya. Barcelona, España. 130 p.
- Hamill, L. (1999). *Bridge hydraulics*. USA: E & FN SPON.
- HEC-RAS (2011) *River Analysis System: Hydraulic Reference Manual*, 2da edición. US Army Corps of Engineers, California, 2011
- Jiménez, A. Abel., (2017). *Calibración y verificación de las leyes de descarga de una estructura de control*. México, Facultad de Ingeniería. UNAM. 66 p.
- Martín-Vide, J. P. (2002). *Ingeniería de ríos*. España. Ediciones UPC. 331 p.
- Martín-Vide, J. P., & María Prió, J. (2005). Sobreelevación causada por puentes de arcos de medio punto. *Ingeniería hidráulica en México, vol XX, num 2*, 49-59.
- Sotelo, G. (1997). *Apuntes de Hidráulica II*. México: Facultad de Ingeniería, UNAM. 508 p.

Sotelo, G. (1997). *Hidráulica General*. México: LIMUSA. 561 p.

Sotelo, G. (2002). *Hidráulica de Canales*. México: Facultad de Ingeniería, UNAM. 836 p.

Yarnell, D. (1934). Bridge piers as channel obstructions. *U. S. Department of Agriculture, technical Bulletin N°442*, 11-15

Anexo 1

Datos medidos en el laboratorio

Q = 7.79 lt/s							
X (m)	Nf (m)	Ns sin pila (m)	Y sin pila (m)	X (m)	Nf (m)	Ns con pila (m)	Y con pila (m)
0.1	0.231	0.317	0.086	0.1	0.231	0.325	0.094
0.2	0.232	0.316	0.084	0.2	0.232	0.326	0.094
0.3	0.233	0.317	0.084	0.3	0.233	0.326	0.093
0.4	0.234	0.317	0.083	0.4	0.234	0.327	0.093
0.5	0.234	0.316	0.082	0.5	0.234	0.327	0.093
0.6	0.234	0.316	0.082	0.6	0.234	0.327	0.093
0.7	0.234	0.316	0.082	0.7	0.234	0.327	0.093
0.8	0.235	0.316	0.081	0.8	0.235	0.328	0.093
0.9	0.235	0.317	0.082	0.9	0.235	0.328	0.093
1.0	0.235	0.315	0.079	1.0	0.235	0.327	0.092
1.1	0.236	0.315	0.079	1.02	0.235	0.327	0.091
1.2	0.236	0.315	0.079	1.04	0.235	0.328	0.092
1.3	0.236	0.314	0.078	1.06	0.235	0.328	0.092
1.4	0.235	0.314	0.079	1.08	0.235	0.327	0.091
1.5	0.234	0.314	0.080	1.1	0.236	0.327	0.091
1.6	0.234	0.313	0.079	1.12	0.236	0.327	0.090
1.7	0.233	0.312	0.079	1.14	0.236	0.327	0.091
1.8	0.232	0.311	0.079	1.16	0.236	0.328	0.092
1.9	0.232	0.311	0.079	1.18	0.237	0.329	0.092
2.0	0.232	0.309	0.077	1.2	0.236	0.331	0.095
2.1	0.231	0.308	0.077	1.22	0.236	0.335	0.098
				1.24			0.100
				1.31			0.052
				1.33	0.236	0.292	0.056
				1.34	0.235	0.294	0.058
				1.36	0.236	0.297	0.061
				1.38	0.235	0.300	0.065
				1.4	0.235	0.305	0.070
				1.42	0.235	0.306	0.071
				1.44	0.234	0.307	0.073
				1.46	0.234	0.308	0.074
				1.48	0.234	0.309	0.074
				1.5	0.234	0.310	0.076
				1.52	0.234	0.310	0.076
				1.54	0.234	0.312	0.078

Continuación							
X (m)	Nf (m)	Ns sin pila (m)	Y sin pila (m)	X (m)	Nf (m)	Ns con pila (m)	Y con pila (m)
				1.56	0.234	0.312	0.077
				1.58	0.234	0.312	0.078
				1.6	0.234	0.311	0.078
				1.62	0.234	0.313	0.079
				1.64	0.233	0.313	0.079
				1.66	0.234	0.313	0.079
				1.68	0.233	0.312	0.079
				1.7	0.233	0.312	0.079
				1.8	0.232	0.312	0.080
				1.9	0.232	0.311	0.079
				2.0	0.232	0.310	0.078
				2.1	0.231	0.307	0.076

Q =25.75 lt/s							
X (m)	Nf (m)	Ns sin pila (m)	Y sin pila (m)	X (m)	Nf (m)	Ns con pila (m)	Y con pila (m)
0.1	0.231	0.392	0.161	0.1	0.231	0.409	0.178
0.2	0.232	0.393	0.161	0.2	0.232	0.407	0.176
0.3	0.233	0.387	0.155	0.3	0.233	0.409	0.177
0.4	0.234	0.386	0.152	0.4	0.234	0.409	0.175
0.5	0.234	0.389	0.155	0.5	0.234	0.410	0.176
0.6	0.234	0.394	0.161	0.6	0.234	0.407	0.174
0.7	0.234	0.388	0.154	0.7	0.234	0.412	0.178
0.8	0.235	0.386	0.151	0.8	0.235	0.410	0.176
0.9	0.235	0.390	0.156	0.9	0.235	0.408	0.174
1.0	0.235	0.393	0.158	1.0	0.235	0.412	0.177
1.1	0.236	0.389	0.153	1.02	0.235	0.411	0.176
1.2	0.236	0.384	0.148	1.04	0.235	0.412	0.177
1.3	0.236	0.387	0.151	1.06	0.235	0.410	0.175
1.4	0.235	0.386	0.152	1.08	0.235	0.411	0.175
1.5	0.234	0.386	0.152	1.1	0.236	0.412	0.176
1.6	0.234	0.382	0.149	1.12	0.236	0.410	0.174
1.7	0.233	0.385	0.152	1.14	0.236	0.410	0.175
1.8	0.232	0.389	0.156	1.16	0.236	0.411	0.175
1.9	0.232	0.386	0.154	1.18	0.237	0.418	0.181
2.0	0.232	0.379	0.148	1.2	0.236	0.426	0.190
2.1	0.231	0.377	0.146	1.22	0.236	0.430	0.194
				1.24			0.200
				1.31			0.110

Continuación							
X (m)	Nf (m)	Ns sin pila (m)	Y sin pila (m)	X (m)	Nf (m)	Ns con pila (m)	Y con pila (m)
				1.33	0.236	0.354	0.118
				1.34	0.235	0.357	0.122
				1.36	0.236	0.362	0.126
				1.38	0.235	0.362	0.127
				1.4	0.235	0.367	0.132
				1.42	0.235	0.366	0.131
				1.44	0.234	0.362	0.128
				1.46	0.234	0.362	0.128
				1.48	0.234	0.366	0.131
				1.5	0.234	0.368	0.134
				1.52	0.234	0.369	0.135
				1.54	0.234	0.369	0.135
				1.56	0.234	0.372	0.138
				1.58	0.234	0.372	0.138
				1.6	0.234	0.377	0.144
				1.62	0.234	0.376	0.142
				1.64	0.233	0.380	0.147
				1.66	0.234	0.377	0.144
				1.68	0.233	0.385	0.152
				1.7	0.233	0.386	0.153
				1.8	0.232	0.393	0.161
				1.9	0.232	0.380	0.148
				2.0	0.232	0.378	0.146
				2.1	0.231	0.380	0.149

Q =41.13 lt/s							
X (m)	Nf (m)	Ns sin pila (m)	Y sin pila (m)	X (m)	Nf (m)	Ns con pila (m)	Y con pila (m)
0.1	0.231	0.438	0.208	0.1	0.231	0.459	0.229
0.2	0.232	0.442	0.211	0.2	0.232	0.464	0.232
0.3	0.233	0.434	0.202	0.3	0.233	0.460	0.227
0.4	0.234	0.432	0.198	0.4	0.234	0.455	0.221
0.5	0.234	0.433	0.199	0.5	0.234	0.460	0.226
0.6	0.234	0.436	0.202	0.6	0.234	0.463	0.230
0.7	0.234	0.440	0.206	0.7	0.234	0.464	0.231
0.8	0.235	0.439	0.204	0.8	0.235	0.458	0.224
0.9	0.235	0.436	0.201	0.9	0.235	0.457	0.222
1.0	0.235	0.435	0.200	1.0	0.235	0.464	0.229
1.1	0.236	0.432	0.196	1.02	0.235	0.464	0.229

Continuación							
X (m)	Nf (m)	Ns sin pila (m)	Y sin pila (m)	X (m)	Nf (m)	Ns con pila (m)	Y con pila (m)
1.2	0.236	0.436	0.200	1.04	0.235	0.465	0.230
1.3	0.236	0.436	0.200	1.06	0.235	0.465	0.229
1.4	0.235	0.433	0.199	1.08	0.235	0.463	0.227
1.5	0.234	0.431	0.197	1.1	0.236	0.465	0.229
1.6	0.234	0.427	0.193	1.12	0.236	0.464	0.227
1.7	0.233	0.430	0.198	1.14	0.236	0.464	0.228
1.8	0.232	0.431	0.199	1.16	0.236	0.466	0.230
1.9	0.232	0.429	0.197	1.18	0.237	0.466	0.229
2.0	0.232	0.426	0.195	1.2	0.236	0.478	0.242
2.1	0.231	0.421	0.190	1.22	0.236	0.488	0.251
				1.24			0.259
				1.31			0.155
				1.33	0.236	0.394	0.159
				1.34	0.235	0.392	0.156
				1.36	0.236	0.390	0.154
				1.38	0.235	0.386	0.151
				1.4	0.235	0.383	0.149
				1.42	0.235	0.386	0.151
				1.44	0.234	0.390	0.156
				1.46	0.234	0.387	0.153
				1.48	0.234	0.391	0.157
				1.5	0.234	0.391	0.157
				1.52	0.234	0.390	0.156
				1.54	0.234	0.394	0.160
				1.56	0.234	0.393	0.159
				1.58	0.234	0.394	0.159
				1.6	0.234	0.392	0.158
				1.62	0.234	0.395	0.162
				1.64	0.233	0.393	0.160
				1.66	0.234	0.393	0.160
				1.68	0.233	0.395	0.162
				1.7	0.233	0.399	0.167
				1.8	0.232	0.436	0.204
				1.9	0.232	0.435	0.203
				2.0	0.232	0.424	0.192
				2.1	0.231	0.422	0.191

Anexo 2

Datos calculados por HEC-RAS

FLUJO PERMANENTE					
SIN PILA					
Q =7.79 lt/s		Q =25.75 lt/s		Q =41.13 lt/s	
x (m)	y (m)	x(m)	y (m)	x (m)	y (m)
0.1	6.198	0.1	6.198	0.1	6.198
0.2	6.098	0.2	6.098	0.2	6.098
0.3	5.998	0.3	5.998	0.3	5.998
0.4	5.898	0.4	5.898	0.4	5.898
0.5	5.799	0.5	5.799	0.5	5.799
0.6	5.699	0.6	5.699	0.6	5.699
0.7	5.599	0.7	5.599	0.7	5.599
0.8	5.499	0.8	5.499	0.8	5.499
0.9	5.399	0.9	5.399	0.9	5.399
1.0	5.299	1.0	5.299	1.0	5.299
1.1	5.199	1.1	5.199	1.1	5.199
1.2	5.099	1.2	5.099	1.2	5.099
1.3	4.999	1.3	4.999	1.3	4.999
1.4	4.899	1.4	4.899	1.4	4.899
1.5	4.799	1.5	4.799	1.5	4.799
1.6	4.699	1.6	4.699	1.6	4.699
1.7	4.599	1.7	4.599	1.7	4.599
1.8	4.499	1.8	4.499	1.8	4.499
1.9	4.399	1.9	4.399	1.9	4.399
2.0	4.299	2.0	4.299	2.0	4.299
2.1	4.199	2.1	4.199	2.1	4.199

CON PILA					
Q =7.79 lt/s		Q =25.75 lt/s		Q =41.13 lt/s	
x (m)	y (m)	x (m)	y (m)	x (m)	y (m)
0.1	5.998	0.1	5.998	0.1	5.998
0.2	5.998	0.2	5.998	0.2	5.998
0.3	5.998	0.3	5.998	0.3	5.998
0.4	5.998	0.4	5.998	0.4	5.998
0.5	5.898	0.5	5.898	0.5	5.898
0.6	5.799	0.6	5.799	0.6	5.799
0.7	5.699	0.7	5.699	0.7	5.699
0.8	5.599	0.8	5.599	0.8	5.599
0.9	5.499	0.9	5.499	0.9	5.499
1.0	5.399	1.0	5.399	1.0	5.399
1.1	5.299	1.1	5.299	1.1	5.299
1.2	5.284	1.2	5.284	1.2	5.284
1.24	5.214	1.24	5.214	1.24	5.214
1.29	5.199	1.29	5.199	1.29	5.199
1.31	5.099	1.31	5.099	1.31	5.099
1.4	4.999	1.4	4.999	1.4	4.999
1.5	4.899	1.5	4.899	1.5	4.899
1.6	4.799	1.6	4.799	1.6	4.799
1.7	4.699	1.7	4.699	1.7	4.699
1.8	4.599	1.8	4.599	1.8	4.599
1.9	4.499	1.9	4.499	1.9	4.499
2.0	4.399	2.0	4.399	2.0	4.399
2.1	4.299	2.1	4.299	2.1	4.299

FLUJO NO PERMANENTE					
SIN PILA					
Q =7.79 lt/s		Q =25.75 lt/s		Q =41.13 lt/s	
x (m)	y (m)	x (m)	y (m)	x (m)	y (m)
0.1	6.198	0.1	6.198	0.1	6.198
0.2	6.098	0.2	6.098	0.2	6.098
0.3	5.998	0.3	5.998	0.3	5.998
0.4	5.898	0.4	5.898	0.4	5.898
0.5	5.799	0.5	5.799	0.5	5.799
0.6	5.699	0.6	5.699	0.6	5.699
0.7	5.599	0.7	5.599	0.7	5.599
0.8	5.499	0.8	5.499	0.8	5.499
0.9	5.399	0.9	5.399	0.9	5.399
1	5.299	1	5.299	1	5.299
1.1	5.199	1.1	5.199	1.1	5.199
1.2	5.099	1.2	5.099	1.2	5.099
1.3	4.999	1.3	4.999	1.3	4.999
1.4	4.899	1.4	4.899	1.4	4.899
1.5	4.799	1.5	4.799	1.5	4.799
1.6	4.699	1.6	4.699	1.6	4.699
1.7	4.599	1.7	4.599	1.7	4.599
1.8	4.499	1.8	4.499	1.8	4.499
1.9	4.399	1.9	4.399	1.9	4.399
2	4.299	2	4.299	2	4.299
2.1	4.199	2.1	4.199	2.1	4.199

CON PILA					
Q =7.79 lt/s		Q =25.75 lt/s		Q =41.13 lt/s	
x (m)	y (m)	x (m)	y (m)	x (m)	y (m)
0.1	5.998	0.1	5.998	0.1	5.998
0.2	5.998	0.2	5.998	0.2	5.998
0.3	5.998	0.3	5.998	0.3	5.998
0.4	5.998	0.4	5.998	0.4	5.998
0.5	5.898	0.5	5.898	0.5	5.898
0.6	5.799	0.6	5.799	0.6	5.799
0.7	5.699	0.7	5.699	0.7	5.699
0.8	5.599	0.8	5.599	0.8	5.599
0.9	5.499	0.9	5.499	0.9	5.499
1	5.399	1	5.399	1	5.399
1.1	5.299	1.1	5.299	1.1	5.299
1.2	5.284	1.2	5.284	1.2	5.284
1.24	5.214	1.24	5.214	1.24	5.214
1.29	5.199	1.29	5.199	1.29	5.199
1.31	5.099	1.31	5.099	1.31	5.099
1.4	4.999	1.4	4.999	1.4	4.999
1.5	4.899	1.5	4.899	1.5	4.899
1.6	4.799	1.6	4.799	1.6	4.799
1.7	4.699	1.7	4.699	1.7	4.699
1.8	4.599	1.8	4.599	1.8	4.599
1.9	4.499	1.9	4.499	1.9	4.499
2	4.399	2	4.399	2	4.399
2.1	4.299	2.1	4.299	2.1	4.299