



UNIVERSIDAD NACIONAL  
AVENIDA DE  
MEXICO

**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO**

**PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN INGENIERÍA**

**INSTITUTO DE INGENIERÍA**

**CÁLCULO DE FLUJO GRADUALMENTE VARIADO CON  
HEC - RAS**

**T E S I S**

QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:

**MAESTRO EN INGENIERÍA**

INGENIERÍA CIVIL – HIDRÁULICA

P R E S E N T A :

**JUAN CARLOS BUSTOS MONTES**

TUTOR:

**DR. MOISÉS BEREZOWSKY VERDUZCO**



Ciudad Universitaria, México D.F. Octubre de 2011

**JURADO ASIGNADO:**

Presidente: Dr. Oscar Arturo Fuentes Mariles  
Secretario: Dr. Ramón Domínguez Mora  
Vocal: Dr. Moisés Berezowsky Verduzco  
1<sup>er</sup>. Suplente: M. I. Víctor Franco  
2<sup>do</sup>. Suplente: Dr. Amado Abel Jiménez Castañeda

Lugar donde se realizó la tesis:

INSTITUTO DE INGENIERÍA, UNAM.

**TUTOR DE TESIS:**

---

DR. MOISÉS BEREZOWSKY VERDUZCO

## **AGRADECIMIENTOS**

*A la Universidad Nacional Autónoma de México y al Posgrado de Ingeniería por permitirme realizar un sueño más.*

*A mis profesores, de los cuales recibí innumerables consejos y señalamientos.*

*Al Instituto de Ingeniería de la UNAM, por el apoyo y cobijo intelectual que encontré en sus instalaciones.*

*A mi familia y amigos quienes han estado a mi lado compartiendo éxitos y desdichas con un apoyo incondicional.*



I	INTRODUCCIÓN.....	5
II	MODELACIÓN NUMÉRICA EN HIDRÁULICA.....	7
	2.1 Clasificación del flujo a superficie libre con respecto a su movimiento en el espacio.....	7
	2.1.1 Flujo tridimensional.....	7
	2.1.2 Flujo bidimensional.....	8
	2.1.3 Flujo unidimensional.....	9
	2.2 Canal prismático.....	9
	2.3 Clasificación del flujo unidimensional con respecto al tiempo.....	9
	2.4 Clasificación del flujo respecto a la distancia.....	10
	2.5 Clasificación del flujo con respecto al efecto de la aceleración de la gravedad.....	10
	2.6 Perfiles hidráulicos.....	11
	2.7 Clasificación de perfiles hidráulicos.....	11
	2.7.1 Perfiles tipo M (Pendiente $S_o < S_c$ ).....	11
	2.7.2 Perfiles tipo S (Pendiente $S_o > S_c$ ).....	12
	2.7.3 Perfiles tipo C (Pendiente $S_o = S_c$ ).....	12
	2.7.4 Perfiles tipo H (Pendiente $S_o = 0$ ).....	12
	2.7.5 Perfiles tipo A (Pendiente $S_o < 0$ ).....	12
	2.8 Descripción del modelo HEC - RAS.....	13
III	METODOLOGÍA DEL CÁLCULO DEL FLUJO GRADUALMENTE VARIADO CON HEC - RAS.....	15
	3.1 Ecuaciones empleadas en el cálculo de perfiles hidráulicos.....	15
	3.2 Cálculo del tirante crítico.....	19
	3.3 Criterios de modelación de confluencias y bifurcaciones en cauces.....	20
	3.4 Modelación de puentes con HEC - RAS.....	23
	3.4.1 Métodos para el cálculo del flujo a presión y de vertido a través de puentes.....	25
	3.5 Modelación de alcantarillas con HEC - RAS.....	27
	3.5.1 Cálculo hidráulico de alcantarillas con control de entrada.....	28
	3.5.2 Cálculo hidráulico de alcantarillas con control de salida.....	28
	3.5.3 Método del paso estándar en el cálculo de perfiles al interior de alcantarillas.....	29

3.6 Modelación de vertedores con HEC - RAS .....	29
3.6.1 Flujo a través de compuertas radiales y vertedores tipo cimacio .....	30
3.6.2 Flujo a través de compuertas verticales .....	32
3.6.3 Flujo a través de vertedores tipo cimacio.....	33
IV VALIDACIÓN Y APLICACIONES.....	35
4.1 Cálculo de perfiles tipo M con HEC - RAS .....	35
4.1.1 Estructura de datos para realizar una simulación hidráulica con HEC - RAS .....	38
4.1.2 Crear un proyecto en HEC - RAS.....	38
4.1.3 Establecimiento de datos geométricos en HEC - RAS .....	38
4.1.4 Datos de flujo y condiciones de frontera en HEC - RAS .....	43
4.1.5 Ejecución de cálculos hidráulicos con HEC - RAS.....	45
4.1.6 Análisis de resultados con HEC - RAS .....	46
4.2 Cálculo de perfiles hidráulicos tipo S con HEC - RAS .....	51
4.3 Cálculo de un perfil hidráulico tipo H2 con HEC - RAS.....	56
4.4 Problema de lagos y canales con HEC - RAS .....	60
4.5 Problema de distribución de gastos en una bifurcación con HEC - RAS .....	68
4.6 Análisis del funcionamiento hidráulico de la laguna “La Gasera” .....	74
4.6.1 Ejecución del modelo y resultados.....	84
V CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	89
REFERENCIAS.....	91

## I INTRODUCCIÓN

La modelación matemática del flujo gradualmente variado es de gran importancia cuando se trata de diseñar estructuras hidráulicas, tanto de protección, como de aprovechamiento. En la actualidad las técnicas y herramientas disponibles para realizar modelaciones numéricas, es basta y evolucionan paralelamente con la creciente capacidad de los ordenadores para procesar datos de una manera cada vez más rápida. Esto ha dado pie al desarrollo de un nuevo campo denominado hidráulica computacional, dedicado a desarrollar programas capaces de reproducir fenómenos hidráulicos.

La dinámica del movimiento de los fluidos es extremadamente compleja, por lo que generalmente se construyen modelos físicos para el estudio y diseño de estructuras hidráulicas, lo cual, eleva los costos de forma considerable. Hoy en día se dispone de computadoras con extraordinaria capacidad de cálculo de algoritmos computacionales, que incrementan el empleo y accesibilidad de modelos numéricos de simulación del flujo superficial, abatiendo costos, producto de la gran demanda.

En el mercado se disponen de modelos matemáticos muy sofisticados y de gran prestigio, éstos se clasifican principalmente en relación a la dimensionalidad del análisis del flujo. Modelos numéricos tales como SSIMM, FLUENT, CFX y FLOW-3D emplean los tres componentes del vector velocidad (modelos numéricos tridimensionales); RiCOM, Hydro-2de, River2d, MIKE-21, RMA-2, FESWMS y FLOW-2D son modelos basados en la hipótesis del flujo bidimensional, y AULOS, MIKE-11 y HEC – RAS son modelos basados en la hipótesis del flujo unidimensional. De los modelos antes mencionados, algunos requieren de una inversión económica considerable, otros, al ser modelos desarrollados por universidades u organismos gubernamentales son licencias gratuitas.

HEC – RAS (Hydrologic Engineering Center – River Analysis System), es un modelo numérico de dominio público, basado en la hipótesis del flujo unidimensional para flujos en régimen permanente, no permanente, transporte de sedimentos y calidad del agua. Este modelo reemplaza al HEC – 2, modelo unidimensional para el cálculo de perfiles hidráulicos en régimen permanente, también desarrollado por el Cuerpo de Ingenieros de los Estados Unidos (U. S. Army Corps of Engineers). Cabe señalar que el modelo HEC – RAS 4.1.0 que se emplea en la elaboración de éste trabajo de tesis, se comenzó a desarrollar desde 1960 por el Centro de Ingeniería Hidrológica del Departamento de Defensa de EE. UU.

En la actualidad, dependencias como la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT), Comisión Nacional del Agua (CONAGUA), Comisión Federal de Electricidad (CFE) y gran cantidad de empresas privadas en México, han adoptado el programa HEC – RAS como una herramienta importante, debido a la gran variedad de opciones de las que se disponen para modelar sistemas hidráulicos, ya que es

posible hacer simulaciones en ríos en régimen permanente y no permanente, en flujo subcrítico y supercrítico, así como incluir estructuras hidráulicas como son: puentes con pilas y estribos, alcantarillas, estructuras al centro del cauce, estructuras laterales, lagunas, sistemas de bombeo, etc.

En el trabajo de tesis que se presenta a continuación se compara, valida y aplica el modelo numérico HEC – RAS en diversos problemas, tanto académicos como reales; se muestra la facilidad para modelar escenarios hidráulicos, además que pretende servir como guía para el lector interesado en emplear el programa.

En el capítulo dos se presentan conceptos básicos de la hidráulica de canales, así como una breve descripción del programa empleado, su historia, capacidades y evolución.

En el capítulo tres se presentan las ecuaciones que emplea el programa HEC – RAS para el cálculo de perfiles hidráulicos en canales y ríos, con estructuras hidráulicas o bifurcaciones y confluencias.

En el capítulo cuatro se discuten casos para validar la calidad y precisión de los resultados que se obtienen al hacer simulaciones hidráulicas, además de aplicarlo a un sistema hidráulico real.

Por último en el capítulo cinco se presentan las conclusiones y recomendaciones obtenidas al hacer el presente trabajo.



## II MODELACIÓN NUMÉRICA EN HIDRÁULICA

Una manera en la que se clasifican los modelos numéricos del flujo a superficie libre, es en relación a la dimensionalidad, en la que se analiza el vector velocidad del flujo. Se entiende como flujo a superficie libre, al movimiento del agua debido al efecto de la gravedad, donde el flujo se distingue por tener una superficie libre expuesta a la presión atmosférica.

### 2.1 Clasificación del flujo a superficie libre con respecto a su movimiento en el espacio

En relación, al cálculo del flujo en el espacio, éste puede clasificarse en tridimensional, bidimensional y unidimensional.

#### 2.1.1 Flujo tridimensional

Sea un punto P que está referido a un sistema rectangular de coordenadas, ubicado dentro de cualquier flujo, con base en el enfoque Euleriano se tienen tres componentes que definen al vector velocidad "V" del flujo en ese punto.

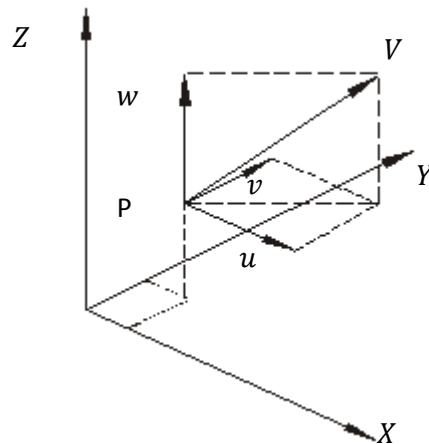


Figura 2.1 Componentes del vector velocidad, V, en el punto P

$$V = ue_x + ve_y + we_z \quad (2.1)$$

donde:

$$u = f_1(X, Y, Z, t) \quad v = f_2(X, Y, Z, t) \quad w = f_3(X, Y, Z, t)$$

Los modelos tridimensionales representan el estado más avanzado de la modelación.

### 2.1.2 Flujo bidimensional

En caso de que el componente asociado a la dirección del eje "Y", sea notablemente menor en comparación con las otras dos componentes, entonces se tiene un flujo bidimensional vertical; como ejemplo se tienen los campos del flujo cercanos a una compuerta (ver Fig. 2.2) o a un vertedor en un canal de sección rectangular, sin contracciones laterales, o en la caída libre de un canal.

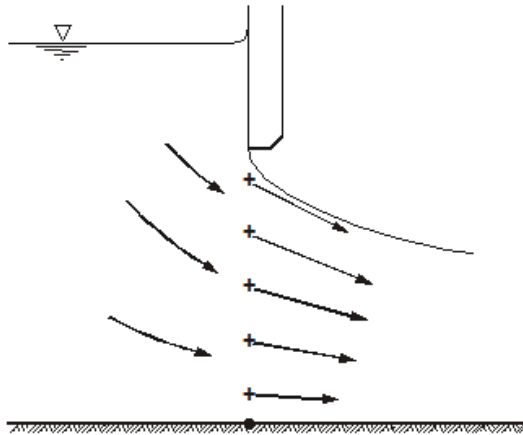


Figura 2.2 Flujo bidimensional vertical

Cuando la magnitud del componente asociado a la dirección del eje "Z" es notablemente menor en comparación con los otros dos componentes, entonces se acepta que el flujo es bidimensional horizontal; como ejemplo se tiene el campo del flujo en un canal de sección rectangular con una placa que representa el efecto de un espigón en un cauce. En éste tipo del flujo, la profundidad es mucho menor en comparación con las dimensiones en el plano horizontal, ver Figs. 2.3.

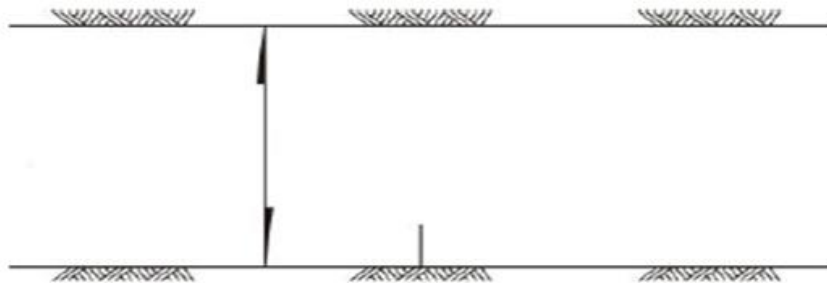


Figura 2.3a Vista en planta de un canal rectangular con un espigón

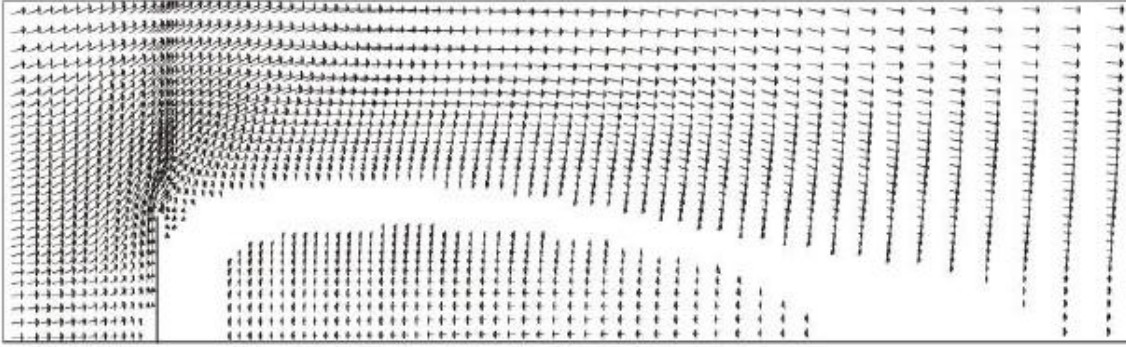


Figura 2.3b Campo horizontal de velocidades en la vecindad del espigón.

Los modelos bidimensionales son especialmente útiles para modelar estuarios y lagos, ya que la variación vertical de la velocidad es pequeña.

### 2.1.3 Flujo unidimensional

En gran cantidad de casos, es adecuado considerar que dos componentes de la velocidad son de magnitud despreciable, lo que permite hacer la hipótesis de que el flujo es de tipo unidimensional; esta hipótesis permite resolver problemas de manera mucho más sencilla en canales y tuberías; a pesar de considerar solo un componente en el vector velocidad del flujo, desde el punto de vista de la ingeniería, el concepto del flujo unidimensional da resultados adecuados.

En los modelos unidimensionales, se asume que la dimensionalidad del vector velocidad es longitudinal a lo largo del río o canal. La información topográfica se introduce mediante secciones transversales en las cuales se calcula el tirante y la velocidad; en estos modelos se supone que el flujo es perpendicular a la sección transversal.

El modelo HEC – RAS emplea el concepto del flujo unidimensional.

## 2.2 Canal prismático

Un canal prismático es aquel cuya forma y dimensiones de su sección transversal no cambian con la distancia, y, además, la pendiente longitudinal permanece constante.

### 2.3 Clasificación del flujo unidimensional con respecto al tiempo

Esta clasificación se da, cuando interesa conocer el cambio de las características de un flujo conforme transcurre el tiempo, y éste puede ser permanente o no permanente.

Un flujo es permanente cuando en una misma sección transversal de un canal, las características del flujo, como el tirante, presión y velocidad, no varían con el tiempo. En caso contrario, si en una misma sección transversal de un canal, las características del flujo, tales como el tirante, presión y velocidad cambian con el tiempo, se dice que el flujo es no permanente.

$$\frac{\partial y}{\partial t} = 0 \quad \text{y} \quad \frac{\partial u}{\partial t} = 0$$

El flujo no permanente es el que se presenta en forma común en la naturaleza, y es producido por lluvias, mareas, operación de compuertas en canales, etc.

$$\frac{\partial y}{\partial t} \neq 0$$

#### 2.4 Clasificación del flujo respecto a la distancia

Dependiendo de la variación de las características del flujo de una sección a otra, éste puede clasificarse en uniforme y variado.

Un flujo es uniforme, cuando sus características no cambian de una sección a otra. En este caso, las líneas de corriente son paralelas, es decir, la magnitud y dirección del vector velocidad es constante. Este tipo de flujo sólo puede presentarse en canales artificiales

$$\frac{\partial y}{\partial x} = 0$$

Un flujo es variado, cuando sus características se modifican con la distancia; además este tipo de flujo se clasifica a su vez en gradualmente variado, rápidamente variado y espacialmente variado.

$$\frac{\partial y}{\partial x} \neq 0$$

#### 2.5 Clasificación del flujo con respecto al efecto de la aceleración de la gravedad

A la relación de la fuerza de inercia con la fuerza gravitatoria, que actúan en un flujo es representado con un parámetro adimensional conocido como número de Froude, que se define cómo:

$$F_r = \frac{V}{\sqrt{g \left(\frac{A}{T}\right)}} \quad (2.2)$$

donde:

$A$     área hidráulica

$T$     ancho de la superficie libre

Se dice que un flujo es crítico cuando  $F_r = 1$ . Un flujo es subcrítico cuando  $F_r < 1$  y supercrítico cuando  $F_r > 1$ .

Debido a lo complejo que resulta modelar el flujo a superficie libre, para su cálculo se recurre a establecer hipótesis, ya sea aceptar que el flujo es bidimensional horizontal, bidimensional vertical o unidimensional.

El programa HEC – RAS empleado en la elaboración de esta tesis permite resolver problemas empleando la hipótesis unidimensional para flujo permanente, uniforme, gradualmente variado, así como también problemas de flujo no permanente.

## 2.6 Perfiles Hidráulicos

El cálculo de perfiles hidráulicos a lo largo de un tramo de cauce es fundamental para estimar los niveles del agua durante el paso de avenidas extraordinarias, y de esta manera, saber con qué gasto se comienza a desbordar el cauce y las zonas en las que se presentan dichos desbordamientos, además de emplear esa información para ubicar las zonas donde se requieren hacer trabajos de dragado, rectificación de cauces y construcción o mantenimiento de bordos.

## 2.7 Clasificación de perfiles hidráulicos

Un perfil de flujo gradualmente variado es una línea que indica la posición de la superficie del agua. La forma de los perfiles del flujo gradualmente variado se obtiene al analizar el comportamiento de la ecuación diferencial del flujo gradualmente variado (ec 2.3), la deducción puede consultarse en los textos clásicos de hidráulica (Henderson, 1966)

$$\frac{dy}{dx} = \frac{S_0 - S_f}{1 - F_r^2} \quad (2.3)$$

donde:

$y$	tirante
$x$	coordenada coincidente con la plantilla del canal y positiva en la dirección del flujo
$S_0$	pendiente de la plantilla del canal en dirección del flujo
$S_f$	pendiente de la línea de energía o gradiente hidráulico
$F_r^2$	cuadrado del número de Froude

### 2.7.1 Perfiles tipo M (Pendiente $S_0 < S_c$ )

Los perfiles tipo  $M$  son los más comunes; el perfil  $M1$  se presenta aguas arriba de presas, vertedores, compuertas, pilas de puentes, estrechamientos, etc., que sobreelevan la superficie del agua hacia aguas arriba donde es asintótico al perfil en flujo uniforme. Es un perfil largo (del orden de kilómetros). El perfil  $M2$  se encuentra cerca de controles que producen tirante crítico. Cambios de pendiente suave a fuerte, etc. El perfil  $M3$ , es un perfil corto (de cientos de metros) y se presenta aguas abajo de una compuerta o en un cambio de pendiente fuerte a suave; termina generalmente en un salto hidráulico.

### 2.7.2 Perfiles tipo S (Pendiente $S_o > S_c$ )

El perfil  $S1$  corresponde a un remanso en un canal de pendiente fuerte; en general inicia después de un salto hidráulico. El perfil  $S2$  se encuentra al inicio de canales de gran pendiente o en el cambio de una pendiente suave a una fuerte. El perfil  $S3$  se presenta aguas abajo de una compuerta o en la transición de un canal de pendiente fuerte a otro con pendiente menor (pero también supercrítico). Estos perfiles son en general cortos, de decenas o cuando mucho centenas de metros.

### 2.7.3 Perfiles tipo C (Pendiente $S_o = S_c$ )

Solamente existen dos perfiles: el  $C1$  y el  $C3$ , dado que los tirantes normal y crítico coinciden. Cuando el perfil tiende al tirante crítico lo hace en forma gradual, pero en general se presentan ondulaciones en la superficie libre del agua propias del estado crítico. Estos perfiles también son de corto desarrollo.

### 2.7.4 Perfiles tipo H (Pendiente $S_o = 0$ )

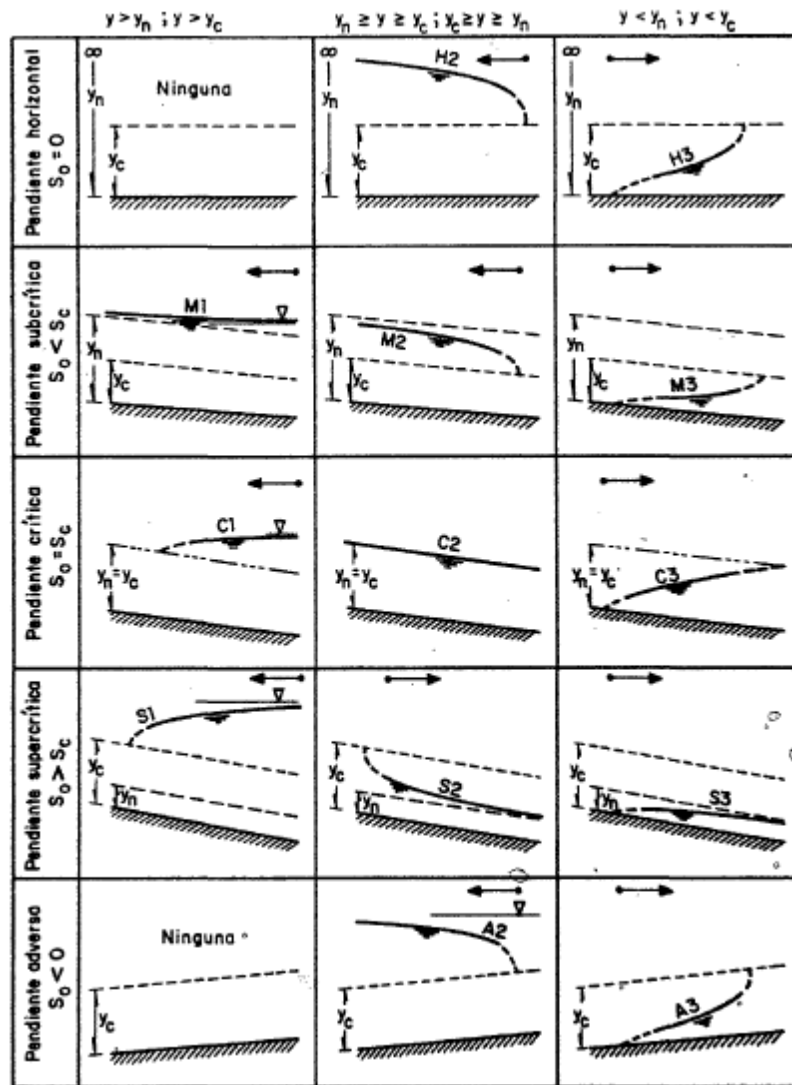
Son los casos límite de los perfiles  $M$  cuando el fondo del canal se hace horizontal. Únicamente hay dos perfiles, el  $H2$  y el  $H3$  que son el caso límite de los perfiles  $M2$  y  $M3$ .

### 2.7.5 Perfiles tipo A (Pendiente $S_o < 0$ )

Los perfiles  $A2$  y  $A3$  son similares a los perfiles  $H2$  y  $H3$  respectivamente, estos perfiles son extremadamente cortos, del orden de decenas de metros.

El sentido del cálculo de los perfiles se establece en función de una sección de control. Entiéndase como control en un canal, a cualquier mecanismo que fija una relación única entre tirante del agua y el gasto, algunos ejemplos de controles son: compuertas, cimacios, vertedores, caídas, así como el flujo uniforme y una sección donde se presente el tirante crítico.

Al considerar la forma de los perfiles del flujo gradualmente variado, que son curvas integrales de la ec 2.3 se establece (Sotelo, 1976) que los perfiles en régimen subcrítico se calculan hacia aguas arriba (perfiles  $H2$ ,  $M1$ ,  $M2$ ,  $C1$ ,  $C2$ ,  $S1$ ,  $A2$ ). Los perfiles en los que el régimen del flujo es supercrítico se calculan hacia aguas abajo (perfiles  $H3$ ,  $M3$ ,  $C3$ ,  $S3$ ,  $A3$ ). En la siguiente figura (Fig. 2.4) se indica el sentido del cálculo de los perfiles. Clasificar correctamente el tipo de perfil o perfiles que se presentan en un problema en particular, es un prerrequisito para poder calcularlo.



nota: La flecha indica el sentido del cálculo

Figura 2.4 Clasificación de los perfiles del flujo gradualmente variado

## 2.8 Descripción del modelo HEC – RAS

HEC – RAS (Hydrologic Engineering Center's – River Analysis System), es un programa con el que se calculan perfiles del flujo, bajo la hipótesis del flujo unidimensional; los módulos que integran al programa permiten calcular perfiles del flujo en régimen permanente, no permanente, transporte de sedimentos o fondo móvil, así como el análisis de calidad del agua.

El programa HEC – RAS tiene como predecesor al HEC – 2 que fue un modelo desarrollado en 1970 por el Centro de Ingeniería Hidrológica (Hydrologic Engineering Center), del Cuerpo de Ingenieros de

la Armada de los EE. UU. (US. Army Corps of Engineers). El HEC – 2 permitía calcular perfiles de la superficie libre del agua, en régimen del flujo permanente, para flujo gradualmente variado en canales o ríos, bajo la hipótesis del flujo unidimensional. El procedimiento de cálculo se basaba en la solución de la ecuación de la energía, empleando el método del paso estándar. El modelo también permitía evaluar el efecto causado en los perfiles de la superficie del agua ante la presencia de puentes y alcantarillas. Una de las limitantes del HEC – 2 era que solo permitía el cálculo de perfiles para flujos subcríticos o supercríticos.

El objetivo principal del HEC – 2 era calcular los niveles del tirante del agua a lo largo del cauce para un gasto dado. La información necesaria para realizar dichos cálculos eran: régimen del flujo, elevación del punto inicial, gasto, coeficientes de pérdida, geometría de las secciones transversales y longitudes del canal o río.

La primera versión del HEC – RAS aparece en Julio de 1995 (HEC – RAS 1.0), con ligeros cambios del predecesor HEC – 2, salvo la incorporación de una interfaz gráfica de usuario (GUI), que permite escribir, editar, mostrar datos y gráficas dentro de un entorno Windows.

En éste trabajo de tesis se emplea la versión del HEC – RAS 4.1.0 que es la versión más reciente y disponible al público desde enero del 2010. La tesis, únicamente comprende el módulo de cálculo de perfiles hidráulicos en régimen permanente.

El módulo para calcular perfiles de la superficie libre del agua para flujo gradualmente variado, en régimen permanente, puede comprender grandes redes de ríos y canales o solamente un tramo de ellos, así como la capacidad de modelar flujos en régimen subcrítico, supercrítico o mixto.

El cálculo de los perfiles hidráulicos se basa en la solución de la ecuación de la energía, bajo la hipótesis del flujo unidimensional. Las pérdidas de energía por fricción, contracción o expansión del flujo, son valuadas con la ecuación de Manning y para la contracción o expansión se multiplica un coeficiente de pérdida por la carga de velocidad.

La ecuación del momentum es utilizada en situaciones en que el perfil de la superficie del agua es rápidamente variado, esto incluye cambios en el régimen del flujo, producto de variaciones significativas en la pendiente del terreno, contracciones en puentes y confluencias de corrientes.

Dentro del análisis del flujo en régimen permanente se puede valorar el efecto de obstrucciones tales como puentes, alcantarillas, presas y vertedores.



### III METODOLOGÍA DEL CÁLCULO DEL FLUJO GRADUALMENTE VARIADO CON HEC – RAS

En este capítulo se presentan las ecuaciones, metodologías y criterios empleados por el programa HEC – RAS para modelar el flujo gradualmente variado en régimen permanente y unidimensional.

#### 3.1 Ecuaciones empleadas en el cálculo de perfiles hidráulicos

El cálculo de los perfiles hidráulicos se basa en el balance de la ecuación de la energía ec 3.1, calculando la superficie libre del agua de una sección a otra, empleando un método iterativo llamado paso estándar.

$$Z_2 + Y_2 + \frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} = Z_1 + Y_1 + \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g} + h_e \quad (3.1)$$

donde:

- $Z_1$  y  $Z_2$  carga de posición de las secciones 1 y 2
- $Y_1$  y  $Y_2$  carga de presión de las secciones 1 y 2 (también llamado tirante del agua)
- $V_1$  y  $V_2$  velocidad media en las secciones transversales 1 y 2
- $\alpha_1$  y  $\alpha_2$  coeficiente de Coriolis en las secciones 1 y 2
- $g$  aceleración de la gravedad
- $h_e$  pérdida de energía entre las secciones 1 y 2

En la siguiente figura Fig. 3.1 se presentan los términos que integran la ecuación de la energía entre las secciones 1 y 2.

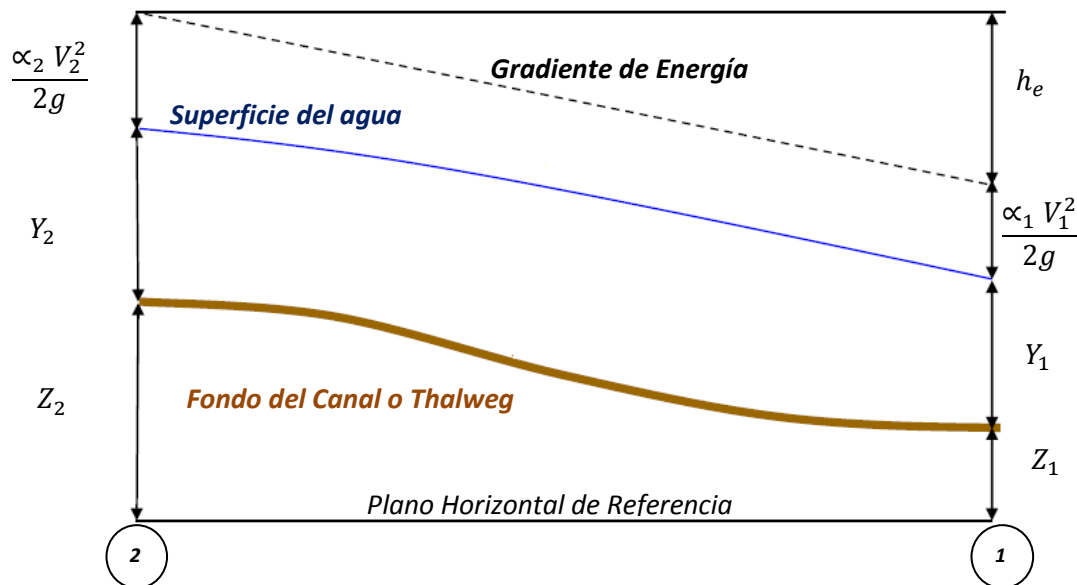


Figura 3.1 Representación de los términos de la ecuación de la energía

La pérdida de energía ( $h_e$ ), que se produce entre las secciones 1 y 2, es la suma de las pérdidas debido a la fricción, y las fuerzas que se deben a la contracción o expansión del flujo; la ecuación empleada para valuar la pérdida de energía ec 3.2, es la siguiente

$$h_e = LS_f + C \left| \frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} - \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g} \right| \quad (3.2)$$

donde:

$L$  longitud ponderada entre las secciones 1 y 2

$S_f$  pendiente de fricción entre las secciones 1 y 2

$C$  coeficiente de pérdidas por expansión o contracción

La longitud ponderada ( $L$ ), es valuada con la siguiente expresión (ec 3.3)

$$L = \frac{L_{izq} Q_{izq} + L_{cent} Q_{cent} + L_{der} Q_{der}}{Q_{izq} + Q_{cent} + Q_{der}} \quad (3.3)$$

donde:

$L_{izq}$ ,  $L_{cent}$  y  $L_{der}$  son las distancias entre las secciones 1 y 2 (ver Fig. 3.2);  $Q_{izq} + Q_{cent} + Q_{der}$  es la suma aritmética de los gastos que pasan entre las secciones 1 y 2, por la margen izquierda, al centro del cauce y la margen derecha, respectivamente. Los términos  $L_{izq}$ ,  $L_{der}$ ,  $Q_{izq}$  y  $Q_{der}$  de la ec 3.3, se consideran, en caso, de presentarse flujo fuera del cauce principal.

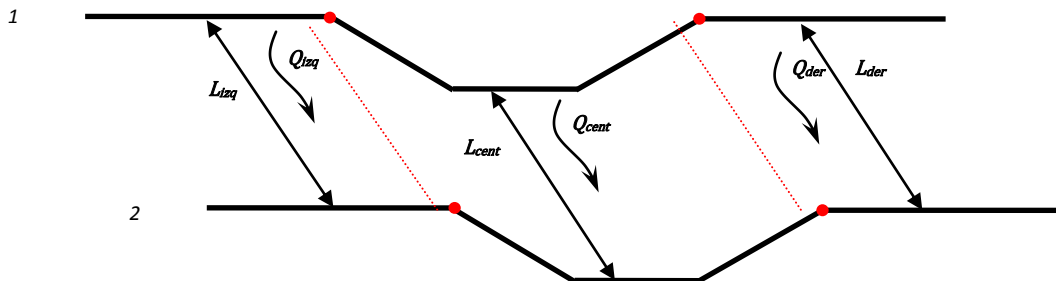


Figura 3.2 Consideraciones de distribución del flujo entre dos secciones

Para determinar el gasto y velocidad media que pasa a través de una sección transversal, el programa HEC - RAS, por defecto, divide la sección transversal en franjas, en función del número de coeficientes de Manning ( $n$ ) establecidos a lo largo de ésta; para cada una de las franjas es calculado el factor de conducción, ec 3.5. El gasto total que circula por la sección transversal es la suma de los gastos en la margen izquierda, al centro del cauce y en la margen derecha ec 3.4

$$Q = K_{izq} S_f^{1/2} + K_{cent} S_f^{1/2} + K_{der} S_f^{1/2} \quad (3.4)$$

$$K_i = \frac{1}{n_i} A_i R_i^{2/3} \quad (3.5)$$

donde:

$K_i$  factor de conducción de la franja  $i$

$A_i$  área hidráulica de la franja  $i$

$R_i$  radio hidráulico de la franja  $i$

Es conveniente en este punto precisar que el programa es capaz de considerar en el cómputo, llanuras de inundación, en caso de que el tirante del agua rebase los límites que definen al canal principal, y por ello, en las expresiones anteriores se calcula tanto la longitud como gastos asociadas a dichas llanuras.

En la siguiente imagen Fig. 3.3 tomada del manual de usuario del programa HEC – RAS (Reference Manual, 2010), se aprecia el criterio empleado para dividir en franjas la sección transversal.

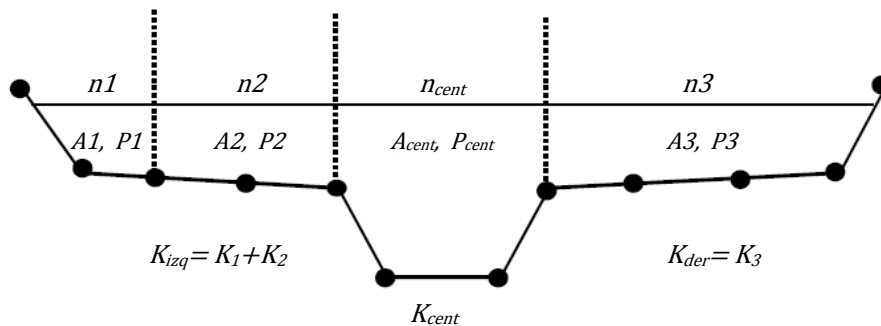


Figura 3.3 División en franjas de la sección transversal.

Para determinar el factor de conducción del cauce principal ( $K_{cent}$ ), se consideran dos criterios; el primero lo divide en franjas, tal y como ocurre en las llanuras de inundación; pero si en la sección que corresponde al cauce principal existen variaciones mayores a 5H:1V, y están definidas varias rugosidades de Manning, el programa calcula un coeficiente de rugosidad equivalente con la siguiente expresión

$$n_c = \left[ \frac{\sum_{i=1}^n (P_i n_i^{1.5})}{P} \right]^{2/3} \quad (3.6)$$

donde:

$n_c$  rugosidad equivalente

$P$  perímetro mojado del cauce principal

$P_i$  perímetro mojado de la subdivisión  $i$

$n$  rugosidad de Manning de la subdivisión  $i$

El coeficiente de Coriolis ( $\alpha$ ), se valúa con la ec 3.7

$$\alpha = \frac{(A_t)^2 \left[ \frac{K_{izq}^3}{A_{izq}^2} + \frac{K_{cent}^3}{A_{dent}^2} + \frac{K_{der}^3}{A_{der}^2} \right]}{K_t^3} \quad (3.7)$$

donde:

$A_t$  área total de la sección transversal

$K_t$  factor de conducción de la sección transversal

$A_{izq}, A_{cent}, A_{der}$  área hidráulica de la margen izquierda, centro del cauce y margen derecha, respectivamente

$K_{izq}, K_{cent}, K_{der}$  factor de conducción de la margen izquierda, centro del cauce y margen derecha, respectivamente

La expresión por defecto que emplea el programa para calcular la pendiente de fricción ( $S_f$ ) entre dos secciones transversales es la siguiente:

$$S_f = \left( \frac{Q_1 + Q_2}{K_1 + K_2} \right)^2 \quad (3.8)$$

En la que  $Q_1$  y  $Q_2$  son calculados con la ec 3.4 y los factores de conducción  $K_1$  y  $K_2$  con al ec 3.5.

Para valuar las perdidas por contracción y expansión del fluido, se supone que ocurre una contracción cuando la carga de velocidad en la sección aguas abajo es mayor que la carga de velocidad en la sección aguas arriba, de igual forma si la carga de velocidad en la sección aguas arriba es mayor que la carga de velocidad en la sección aguas abajo, el programa considera que ocurre una expansión. El coeficiente  $C$  (ver ec 3.9) tanto para la contracción como la expansión, es asignado por el usuario (por defecto HEC – RAS considera los valores de 0.1 y 0.3 para la contracción y expansión respectivamente).

$$h_{ce} = C \left| \frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} - \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g} \right| \quad (3.9)$$

donde:

$C$  coeficiente de contracción o expansión.

El procedimiento que sigue el programa HEC – RAS para obtener los perfiles hidráulicos es el siguiente:

Suponiendo régimen del flujo subcrítico

1. Se supone un valor de la superficie del agua, en la sección aguas arriba

2. En función del nivel del agua supuesto, se calcula el gasto y la carga de velocidad
3. Con los resultados del punto 2, se calcula la pendiente de fricción ( $S_f$ ) y se resuelve la ec 3.2
4. Con los valores de la carga de velocidad (calculados en el paso 2) y la pérdida de energía (calculada en el paso 3) se resuelve la ec 3.1 para la superficie del agua en la sección aguas arriba
5. Se comparan los valores de la superficie del agua asumido en el punto 1 y el obtenido al resolver la ec 3.1 en el punto 4; el proceso iterativo se da, si la diferencia entre estos valores es mayor que la tolerancia (la tolerancia por defecto es de 0.003 m)

El criterio seguido para establecer el valor de la superficie del agua del punto 1 es el siguiente: se inicia suponiendo que el nivel del agua en la sección aguas arriba es igual al de la proyección de la superficie del agua de la sección aguas abajo, si la diferencia es mayor que la tolerancia, el nuevo valor en el punto 1 es igual al del proceso anterior, más el 70% del error del primer cálculo, si aun así, la diferencia obtenida es mayor a la tolerancia, el método numérico empleado para obtener el valor de la superficie del agua es la secante (Burden, 2002).

### 3.2 Cálculo del tirante crítico

Se calcula el tirante crítico, sólo cuando se da alguna de las siguientes circunstancias:

- Se ha especificado que el régimen del flujo es supercrítico,
- Se ha solicitado que el programa lo valúe en alguna sección
- Se ha establecido como una condición de frontera
- Cuando se ha establecido un régimen del flujo subcrítico y el número de Froude, indica que el régimen del flujo es supercrítico.
- Si el programa no ha logrado balancear la ecuación de la energía

El tirante crítico es calculado con la ecuación de la energía específica

$$E = y + \frac{\alpha V^2}{2g} \quad (3.10)$$

que indica que la energía específica en una sección transversal es igual a la suma de la profundidad del agua ( $y$ ) y la carga de velocidad ( $V^2/2g$ ); considerando que el tirante crítico ocurre cuando la energía específica es mínima (ver Fig. 3.4), el programa lo calcula de forma iterativa variando la profundidad del agua ( $y$ ) hasta encontrar el valor que corresponde al mínimo de la energía específica ( $E$ ).

HEC – RAS emplea dos métodos numéricos para calcular el tirante crítico, el primero llamado método parabólico y el segundo el método de la secante.

El método parabólico es el empleado para calcular el tirante crítico, ya que éste método tiende a ser rápido, sin embargo, si durante el cálculo no converge, automáticamente el método numérico cambia al de secante

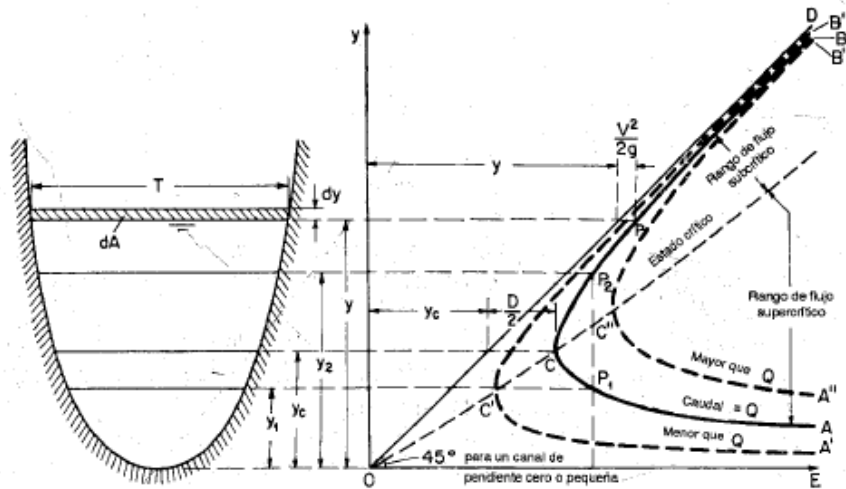


Figura 3.4 Curva de la energía específica

El método parabólico empleado, consiste en encontrar la energía específica ( $E$ ) mínima a partir de tres puntos del tirante del agua ( $y$ ) con igual espaciamiento. El valor del tirante del agua ( $y$ ) al que corresponde la energía específica menor ( $E$ ), es el punto del que se parte para realizar otra iteración; el tirante crítico ( $y_c$ ) es valuado hasta que la diferencia entre los dos últimos procesos, sea menor que 0.003m.

El método de la secante consiste en la construcción de una tabla que relaciona los valores de la profundidad del agua ( $y$ ) con la energía específica ( $E$ ); para ello la sección transversal es seccionada en 30 intervalos, el programa localiza el valor del tirante con menor energía específica, y a partir de ese tirante, toma como nuevo intervalo a las profundidades inmediatas superior e inferior, para seccionar de nuevo en 30 intervalos, hasta que el tirante crítico ( $y_c$ ) sea determinado con una mayor precisión.

### 3.3 Criterios de modelación de confluencias y bifurcaciones en cauces

Para modelar confluencias y bifurcaciones con HEC – RAS se disponen de dos métodos; el primero se basa en la solución de la ecuación de la energía, ec 3.1, que resuelve la unión calculando la elevación de las superficies del agua entre los cauces, utilizando el método numérico del paso estándar. Emplear el criterio de solución de la ecuación de la energía tiene por inconveniente que no toma en cuenta el ángulo que forman los cauces en una confluencia o una bifurcación. El segundo método, se basa en la solución de la ecuación del momentum, ec 3.11, que permite considerar las fuerzas que se producen debido al ángulo que existe entre los cauces.

$$P_2 - P_1 + W_x - F_f = Q\rho\Delta V_x \quad (3.11)$$

donde:

$P$  presión hidrostática en las secciones 2 y 1

$W_x$  fuerza de la componente del peso del fluido en dirección del eje  $X$

$F_f$  fuerzas que se deben a las pérdidas por fricción entre las secciones 2 y 1

$\rho$  densidad del agua

$\Delta V_x$  cambio de velocidad entre las secciones 2 y 1

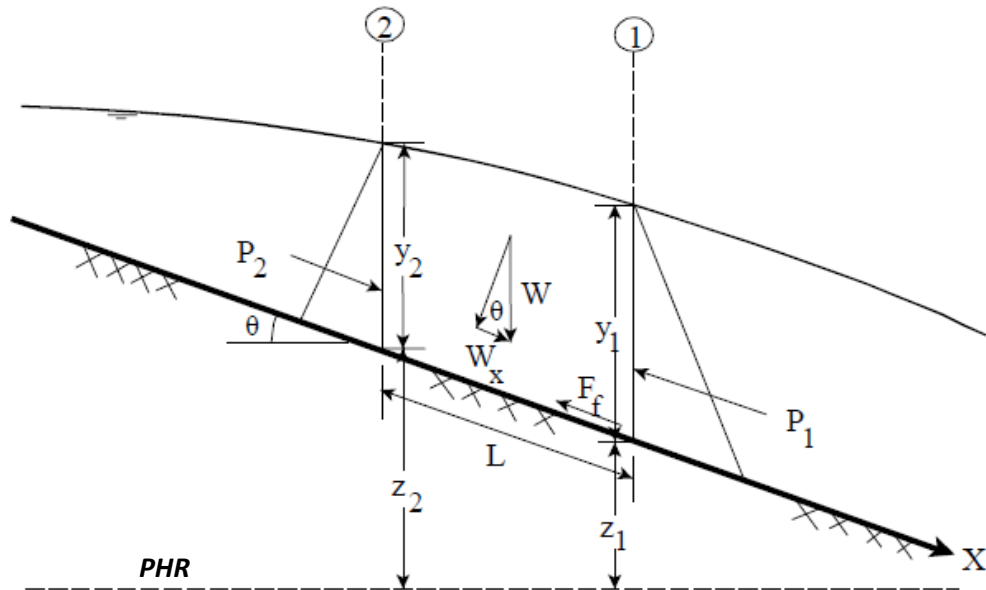


Figura 3.5 Representación de los términos de la ecuación del Momentum

Con el programa HEC – RAS es posible resolver seis condiciones del flujo en bifurcaciones o confluencias de cauces.

- 1.- Confluencias en régimen del flujo subcrítico (ver figura 3.6)
- 2.- Bifurcaciones en régimen del flujo subcrítico (ver figura 3.7)
- 3.- Confluencias en régimen del flujo supercrítico

- 4.- Bifurcaciones en régimen del flujo supercrítico
- 5.- Confluencias en régimen de flujo mixto (cambio de régimen de subcrítico a supercrítico o viceversa)
- 6.- Bifurcaciones en régimen de flujo mixto (cambio de régimen de subcrítico a supercrítico o viceversa)

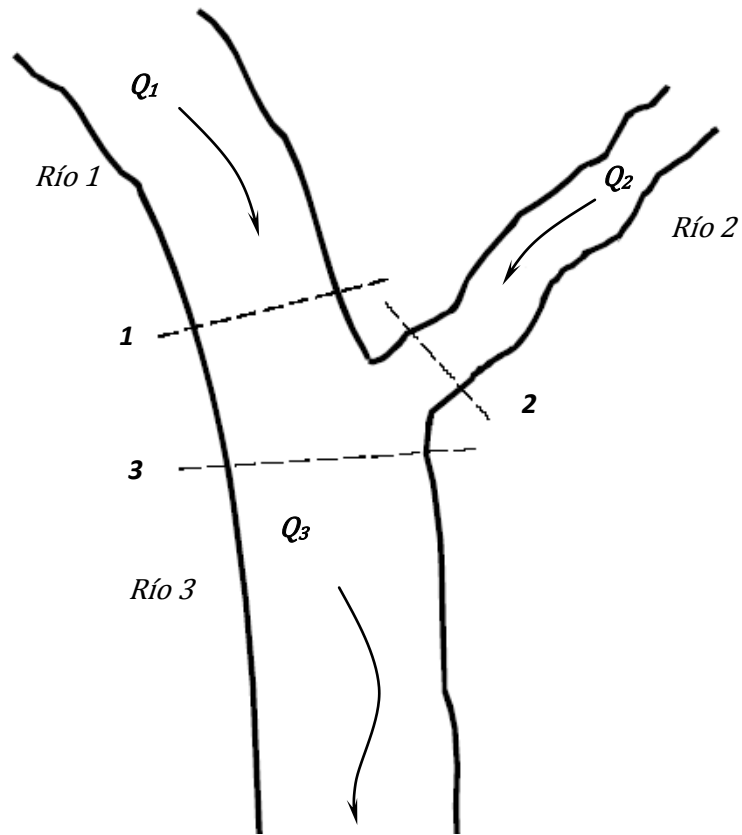


Figura 3.6 Esquema de la confluencia de dos cauces de un río o canal



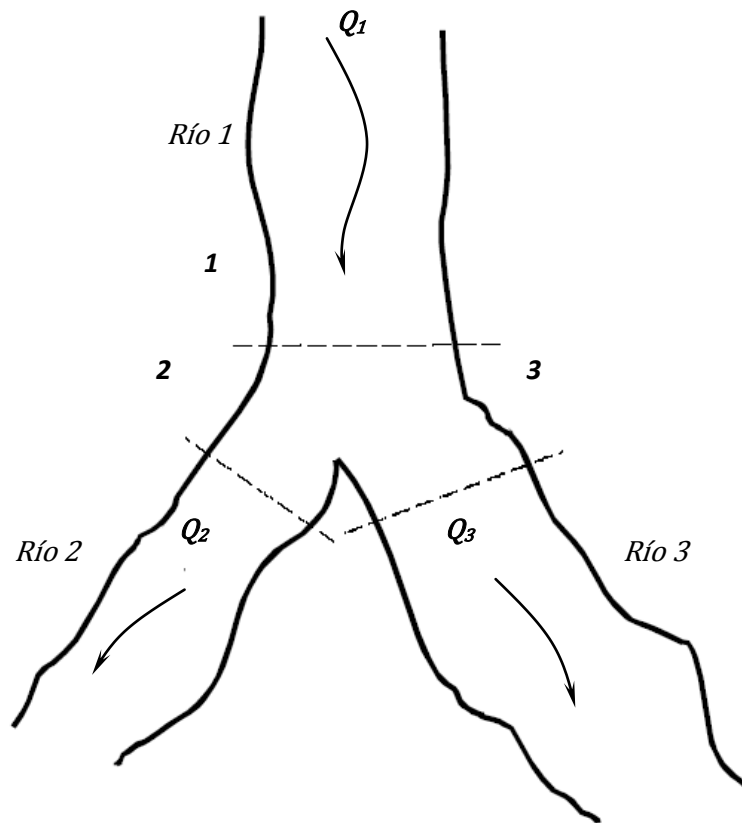


Figura 3.7 Esquema de la bifurcación de un río o canal

### 3.4 Modelación de puentes con HEC – RAS

Con el programa HEC – RAS es posible modelar puentes, y valorar su efecto aguas arriba donde generalmente se producen contracciones del flujo, a través de la estructura (pérdidas por fricción) y aguas abajo donde generalmente se producen expansiones del flujo.

La pérdida de energía por contracción y expansión del flujo a la entrada y salida de los puentes, es calculada con la ec 3.9, donde el valor de  $C$  se asocia al cambio en la geometría de las secciones transversales, siendo los valores por defecto, para transiciones graduales 0.1 y 0.3 para contracción y expansión del flujo, respectivamente.

Para valorar el efecto del flujo a través de puentes, el programa HEC – RAS cuenta con rutinas que permiten modelar flujos en régimen subcrítico, supercrítico y mixto (se presenta, cuando existe un cambio de régimen en el flujo ya sea a la entrada o salida del puente).

Además de modelar los siguientes escenarios: que el flujo a través del puente sea completamente a superficie libre, que a la entrada del puente el nivel del agua esté en contacto con la losa superior de

la estructura, produciendo un efecto de compuerta, que el flujo a través del puente sea a presión y por último que el nivel del agua sobrepase el nivel de la estructura.

El programa permite la elección de cuatro métodos para modelar puentes.

1.- Ecuación de la Energía

2.- Ecuación del Momentum

3.- La ecuación de Yarnell

4.- Método WSPRO FHWA

Por defecto el método que emplea el programa es el basado en la ecuación de la energía, que se establece de la misma forma que entre dos secciones transversales de un río, sólo que en éste caso, el área hidráulica y perímetro mojado que se emplea corresponde al del interior de la estructura.

El método basado en la ecuación del momentum, se fundamenta en balancear las secciones transversales del cauce, aguas abajo y aguas arriba del puente, logrando el cálculo en tres pasos, el primero estableciendo la ecuación del momentum entre la sección aguas abajo del cauce y a la salida del puente, luego estableciendo la ecuación del momentum entre las secciones a la salida y entrada del puente y por último se plantea la ecuación entre la sección inmediata a la entrada del puente y la sección del cauce aguas arriba.

La ecuación de Yarnell, ec 3.12 es una ecuación empírica, que se obtuvo a partir de experimentos en laboratorio, durante las pruebas, se varió con diferentes formas de pilas, longitudes y ángulos, para poder calcular la sobre elevación del flujo que se produce por el efecto de los puentes. La ecuación de Yarnell es sensible a la forma de las pilas, y es por ello que adquiere gran importancia la elección correcta del coeficiente de forma de pilas en puentes ( $K$ ).

$$H_{2-1} = 2K \left( K + 10 \frac{V_2^2}{2gy_2} - 0.6 \right) (\alpha + 15\alpha^4) \frac{V_2^2}{2g} \quad (3.12)$$

donde:

$H_{2-1}$  diferencia de niveles del agua a la entrada y salida del puente

$K$  coeficiente de forma de las pilas

$y$  profundidad del agua

$V$  velocidad media

$\alpha$  área obstruida por las pilas entre el área total del flujo

Por último el método WSPRO, es una adaptación del programa de cálculo hidráulico en puentes de la Administración Federal de Carreteras de los EE. UU. (FHWA). Este método calcula la superficie del agua a través del puente resolviendo de forma iterativa la ecuación de la energía. El método WSPRO valúa 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, empleado en el cálculo de las pérdidas debido a la expansión del flujo a la salida del puente.

### 3.4.1 Métodos para el cálculo del flujo a presión y de vertido a través de puentes

En caso que la superficie del agua esté en contacto o sobrepase la losa superior del puente, los criterios y ecuaciones empleadas son los siguientes:

El flujo a presión ocurre cuando la superficie del agua entra en contacto con la base de la losa del puente; una vez que esto ocurre, automáticamente el programa selecciona la ecuación correspondiente para calcular el flujo. Si el puente produce en el flujo un efecto de compuerta (ver Fig. 3.8a) la ecuación empleada es la siguiente:

$$Q = C_d A_{BU} \sqrt{2g} \left[ Y_3 - \frac{Z}{2} + \frac{\alpha_3 V_3^2}{2g} \right]^{1/2} \quad (3.13)$$

donde:

$C_d$  coeficiente de descarga

$A_{BU}$  área hidráulica a la entrada del puente

El coeficiente de descarga varía dependiendo del tirante aguas arriba, su rango se encuentra entre 0.27 y 0.5, HEC – RAS, lo calcula a partir de la relación  $Y_3/Z$  y la curva de coeficientes de descarga para compuertas, Fig. 3.8b

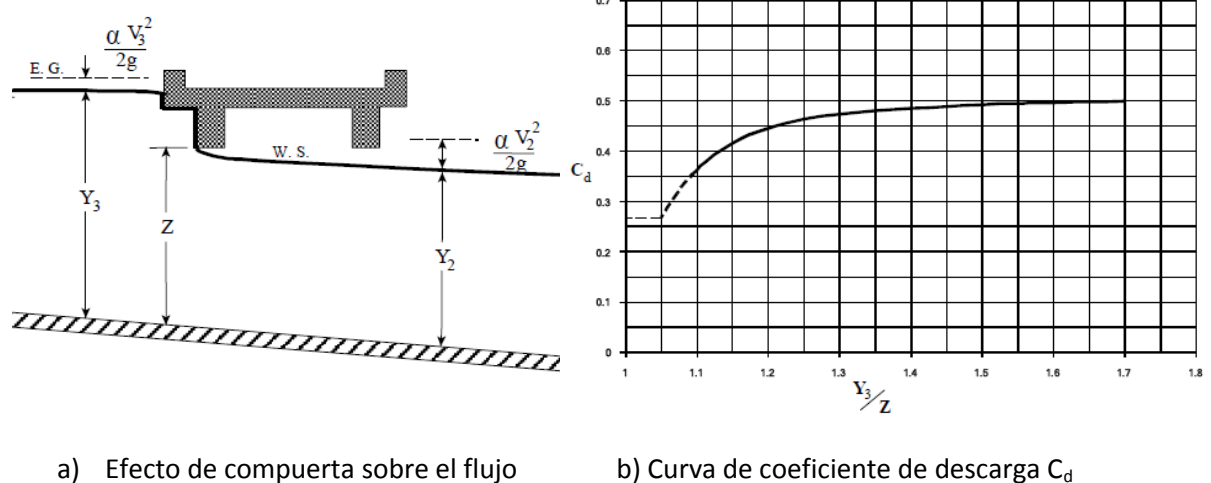


Figura 3.8 Flujo tipo compuerta

En caso que el flujo se encuentre en contacto con la losa superior del puente tanto a la entrada como a la salida (ver Fig. 3.9), es decir, que el flujo se encuentre a presión, la ecuación empleada (ec 3.14) para calcular el gasto es las siguiente:

$$Q = CA\sqrt{2gH} \quad (3.14)$$

donde:

- $C$  coeficiente de descarga para orificios completamente sumergidos
- $H$  diferencia entre la línea de energía en la sección aguas arriba y el nivel de la cota del agua en la sección aguas abajo
- $A$  área hidráulica neta del puente

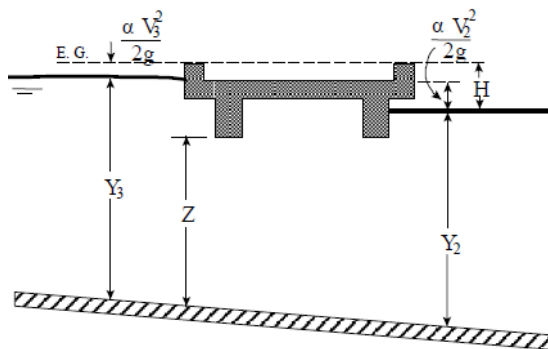


Figura 3.9 Flujo tipo orificio

Los valores típicos del coeficiente de descarga para orificios se encuentran dentro del rango de 0.7 a 0.9, empleando comúnmente el valor de 0.8 (valor que emplea el programa por defecto).

Si la cota del agua sobrepasa el nivel de la carpeta de rodamiento del puente (ver Fig. 3.10), el flujo que se presenta, es semejante al que derrama un vertedor, y para valuar ese gasto se emplea la siguiente ecuación (ec 3.15).

$$Q = CLH^{3/2} \quad (3.15)$$

donde:

- $C$  coeficiente de descarga (el valor de la constante  $C$  se encuentra en el rango de 1.38 a 1.75)
- $L$  longitud efectiva del puente
- $H$  diferencia entre el nivel de la línea de energía en la sección aguas arriba menos la

cota de la plantilla de rodamiento del puente

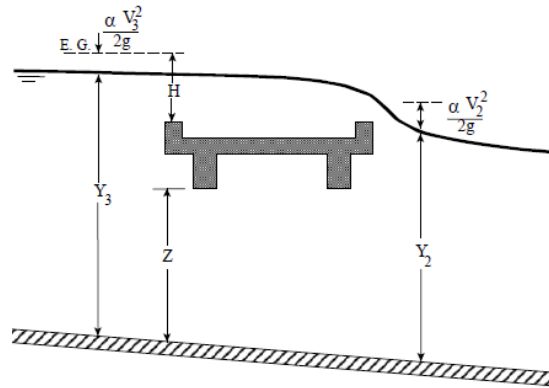


Figura 3.10 Flujo por arriba del puente

Cuando el nivel del agua sobrepasa el nivel del puente y se presenta flujo sobre él, el programa automáticamente calcula la cantidad de gasto que vierte por arriba del puente y al interior, iterando hasta que el flujo vertido así como el que fluye al interior del puente, tengan la misma energía en la sección aguas arriba de la estructura.

### 3.5 Modelación de alcantarillas con HEC – RAS

De manera semejante en la manera que se calcula el flujo a través de puentes, ocurre cuando se modelan alcantarillas; HEC – RAS permite definir a lo largo de cauces de ríos o canales, estructuras con alcantarillas, de geometría idéntica o variada.

El efecto que producen las alcantarillas en el flujo, se calcula valuando las pérdidas de energía en tres pasos, el primero calculando las pérdidas que se presentan a la salida; el segundo valuando las pérdidas en el interior de la estructura y en tercero, las pérdidas que se producen a la entrada de la alcantarilla.

En cuanto a la geometría, es posible modelar nueve tipos diferentes, entre ellas: alcantarillas cuadradas, circulares, herradura, semicírculo, elíptica, etc. Las limitaciones que presenta el programa al modelar alcantarillas son: que la geometría permanece constante (no es posible variarla en dimensión ni forma) y su pendiente es uniforme.

El cálculo de las pérdidas de energía por contracción y expansión se calcula de la misma forma que en los puentes, empleando la ec 3.9, definiéndose entre las secciones aguas arriba y aguas abajo de la estructura.

Analizar el flujo que pasa a través de una alcantarilla es bastante complicado. Para su estudio es común el uso de los siguientes conceptos “control de entrada” y “control de salida”, para simplificar el análisis. El flujo tiene un control de entrada, cuando en el ingreso a la alcantarilla se presenta un

tirante crítico o próximo a él, y el flujo cambia a un estado supercrítico. Cuando el tirante crítico se presenta a la salida de la alcantarilla se dice que le flujo tiene un control de salida.

### 3.5.1 Cálculo hidráulico de alcantarillas con control de entrada

El flujo con control de entrada, depende fundamentalmente de las condiciones geométricas de la alcantarilla, y el nivel del agua en sus proximidades aguas arriba. El programa HEC – RAS emplea las ecuaciones desarrolladas por la Administración Federal de Caminos de los EE. UU. (FHWA), desarrolladas para valuar flujo sumergido y no sumergido.

Para flujo no sumergido las ecuaciones empleadas son las siguientes:

$$\frac{HW_i}{D} = \frac{H_c}{D} + K \left[ \frac{Q}{AD^{0.5}} \right]^M - 0.5S \quad (3.16)$$

$$\frac{HW_i}{D} = K \left[ \frac{Q}{AD^{0.5}} \right]^M \quad (3.17)$$

y para flujo sumergido

$$\frac{HW_i}{D} = c \left[ \frac{Q}{AD^{0.5}} \right]^2 + Y - 0.5S \quad (3.18)$$

donde:

$HW_i$  carga hidráulica a la entrada de la alcantarilla

$D$  altura o diámetro de la alcantarilla

$H_c$  carga hidráulica sobre el tirante crítico  $\left( d_c + \frac{v_c^2}{2g} \right)$

$Q$  gasto que pasa por la alcantarilla

$A$  área llena de la tubería

$S$  pendiente de la alcantarilla

$K, M, c, Y$  coeficientes que dependen de la geometría y condiciones de entrada

### 3.5.2 Cálculo hidráulico de alcantarillas con control de salida

Cuando el control del flujo en una alcantarilla se encuentra a la salida, existe un remanso aguas arriba en flujo subcrítico, y aguas abajo se presenta un flujo en régimen supercrítico. De modo que todo lo que ocurre desde la sección de salida hacia aguas arriba tiene influencia en el nivel del agua a la entrada, para este tipo de análisis la expresión empleada es la siguiente

$$Z_2 + Y_2 + \frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} = Z_1 + Y_1 + \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g} + H_L \quad (3.19)$$

donde:

- $Z_2$  elevación del terreno a la entrada de la alcantarilla
- $Y_2$  profundidad del agua a la entrada de la alcantarilla
- $V_2$  velocidad media a la entrada a la alcantarilla
- $\alpha_2$  coeficiente de Coriolis a la entrada de la alcantarilla
- $g$  aceleración de la gravedad
- $Z_1$  elevación del terreno a la salida de la alcantarilla
- $Y_1$  profundidad del agua a la salida de la alcantarilla
- $V_1$  velocidad media a la salida de la alcantarilla
- $\alpha_1$  coeficiente de Coriolis a la salida de la alcantarilla
- $H_L$  pérdida de energía que se produce a lo largo de la alcantarilla

### 3.5.3 Método del paso directo en el cálculo de perfiles al interior de alcantarillas

Cuando una alcantarilla trabaja parcialmente llena, el perfil de la superficie del agua es calculado usando el método del paso directo. Este método es muy eficiente puesto que no es necesario iterar para determinar la profundidad del flujo en cada tramo.

El perfil de la superficie del agua es calculado para pequeños incrementos (usualmente entre 0.003 m y 0.015 m), en caso que la profundidad del agua iguale la altura o diámetro de la alcantarilla, la pérdida de energía por fricción es calculada suponiendo flujo lleno.

El primer paso que realiza el programa para calcular el perfil hidráulico que se produce dentro de una alcantarilla, es valuar la profundidad del agua a la salida de ella, si el tirante es menor que el crítico, se supone el crítico como nivel del agua a la salida de la alcantarilla, en caso que la profundidad del agua es mayor que el tirante crítico, se establece la ecuación de la energía entre las secciones que corresponden a la salida y la inmediata aguas abajo para realizar un balance y determinar el tirante del agua en la salida de la alcantarilla

Una vez que la superficie del agua a la salida de la alcantarilla se ha establecido, el siguiente paso es calcular el perfil hidráulico al interior de ella, el proceso de cálculo continuará hasta valuar la superficie del agua en la entrada de la alcantarilla, el último paso es añadir la pérdida de energía que se produce en la entrada.

### 3.6 Modelación de vertedores con HEC – RAS

La versión HEC – RAS 4.1.0, permite el modelado de estructuras al centro del cauce, tal y como pudiera ser una presa derivadora, o estructuras laterales (vertedores laterales) de tipo cimacio, de

cresta ancha o de cresta delgada, además de poder establecer compuertas radiales o verticales con la opción de definir las aberturas.

Al modelar compuertas en los vertedores, ya sean radiales o verticales, el programa, selecciona las ecuaciones correspondientes para calcular el flujo que pasa a través de él, ya sea, que la compuerta del vertedor trabaje o que la descarga sobre él sea a cresta libre.

El criterio que emplea el programa para la elección de la ecuación correspondiente para calcular el flujo que pasa por un vertedor con compuertas, es el siguiente: si el nivel del agua, aguas arriba del vertedor se encuentra al menos a 1.25 veces la abertura, la ecuación empleada es la del flujo a través de una compuerta, si se encuentra entre 1 y 1.25 veces la abertura, el cálculo se realiza tanto considerando la ecuación del flujo a través de una compuerta como a cresta libre y se realiza un promedio pesado entre los dos resultados, y en caso que la superficie del agua esté por debajo de 1.0 veces la abertura de la compuerta se considera que el flujo es a cresta libre.

### 3.6.1 Flujo a través de compuertas radiales y vertedores tipo cimacio

En la siguiente figura Fig. 3.11 se presenta el diagrama y variables que intervienen en la ecuación del flujo a través de compuertas radiales ec 3.20 y vertedores tipo cimacio.

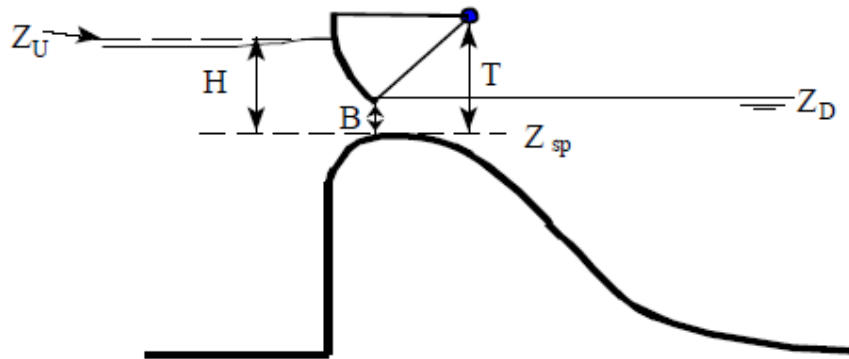


Figura 3.11 Ejemplo de compuerta radial y vertedor tipo cimacio

El flujo a través de una compuerta radial se considera libre cuando la elevación de la cota del agua  $Z_D$  (ver Fig. 3.11) no es lo suficiente alto como para influir en el nivel del agua, aguas arriba de la compuerta

$$Q = C\sqrt{2g}WT^{TE}B^{BE}H^{HE} \quad (3.20)$$

donde:

$C$  coeficiente de descarga, usualmente se encuentra entre el rango de 0.6 a 0.8

$W$  ancho de la compuerta



$T$  altura del perno de la compuerta, medido desde la cresta del vertedor

$TE$  exponente del perno de la compuerta, por defecto el valor empleado es de 0.16

$B$  altura de la compuerta

$BE$  coeficiente de la abertura de la compuerta, por defecto el programa emplea 1.0

$H$  carga hidráulica sobre la cresta del vertedor  $Z_U - Z_{sp}$

$HE$  exponente de la carga hidráulica, por defecto 0.5

$Z_U$  elevación del gradiente de energía aguas arriba de la compuerta

$Z_D$  elevación de la superficie del agua, aguas abajo del vertedor

$Z_{sp}$  elevación de la cresta del vertedor

Si el nivel del agua, aguas abajo del vertedor es tal que afecta el nivel del agua, aguas arriba de la compuerta, se dice que la compuerta trabaja parcialmente ahogada y la ecuación para valuar el gasto (ec 3.21) es la siguiente:

$$Q = C\sqrt{2g}WT^{TE}B^{BE}(3H)^{HE} \quad (3.21)$$

donde:

$$H = Z_U - Z_D$$

La ecuación anterior (ec 3.21) es empleada siempre y cuando la relación  $Z_U/Z_D$  sea mayor a 0.67 y menor a 0.8; si es mayor a 0.8 se considera que el flujo es totalmente ahogado y la ecuación empleada es la siguiente (ec 3.22).

$$Q = CA\sqrt{2gH} \quad (3.22)$$

donde:

$A$  área hidráulica de la abertura de la compuerta

$$H = Z_U - Z_D$$

$C$  coeficiente de descarga, por defecto el programa emplea el valor de 0.8

### 3.6.2 Flujo a través de compuertas verticales

Un ejemplo de una compuerta vertical sobre un vertedor de pared ancha se muestra en la Fig. 3.12.

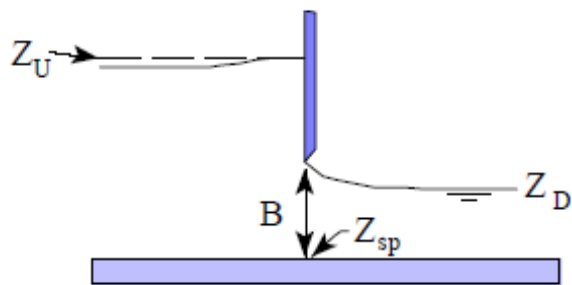


Figura 3.12 Ejemplo de compuerta vertical y vertedor de cresta ancha

Cuando la descarga es libre, el gasto es calculado con la siguiente ecuación

$$Q = CWB\sqrt{2gH} \quad (3.23)$$

donde:

$H$  carga hidráulica sobre el vertedor ( $Z_U - Z_{sp}$ )

$C$  coeficiente de descarga (entre 0.5 y 0.7)

En caso que el nivel del agua, aguas abajo de la compuerta sea tal que la descarga sea parcialmente ahogada, es decir que  $0.67 < Z_U / Z_D < 0.8$ , la ecuación que emplea el programa es la siguiente

$$Q = CWB\sqrt{2g3H} \quad (3.24)$$

donde:

$$H = Z_U - Z_D$$

Si la relación  $Z_U / Z_D > 0.8$ , el gasto es calculado con la ecuación 3.21.

### 3.6.3 Flujo a través de vertedores tipo cimacio

Cuando la superficie del agua se encuentra por debajo del labio superior de una compuerta (ver Fig. 3.13) el programa HEC – RAS, calcula el flujo que pasa sobre él con la siguiente ecuación (ec 3.25).

$$Q = CLH^{3/2} \quad (3.25)$$

donde:

$C$  coeficiente del vertedor (generalmente entre 2.6 y 4.1)

$L$  longitud de la cresta del vertedor

$H$  carga hidráulica, guas arriba del vertedor

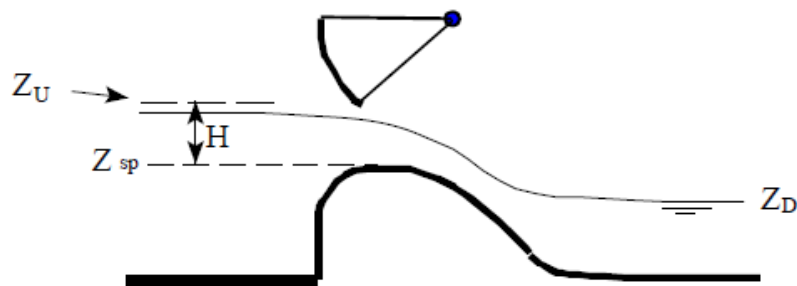


Figura 3.13 Flujo a través de un vertedor tipo cimacio



#### IV VALIDACIÓN Y APLICACIONES

De acuerdo al objetivo principal que atiende la presente tesis, se muestran a continuación diversos problemas en los que como característica principal, se encuentra el cálculo de perfiles hidráulicos.

Inicialmente se pretende instruir en relación al manejo, entradas de información y lectura de resultados que entrega el programa al realizar una simulación hidráulica. Para validar la calidad y precisión de los resultados, los tres primeros ejemplos que se muestran a continuación, fueron tomados de la publicación “Solución numérica de la ecuación diferencial del flujo gradualmente variado” (ver Berezowsky y Gómez, 1986) de tal forma que sea posible comparar resultados y verificar la precisión. En el cuarto y quinto ejemplo se resalta la variedad de opciones que se disponen para modelar sistemas hidráulicos, ya que en ellos se muestran bifurcaciones y lagunas, finalmente el sexto ejemplo destaca por su complejidad y detalle, ya que en este sistema hidráulico se integran confluencias, una laguna y estructuras hidráulicas como lo son: puentes, alcantarillas, estructuras al centro del cauce y vertedores laterales, además de ser la reproducción de un sistema hidráulico real y en funcionamiento actualmente.

##### 4.1 Cálculo de perfiles hidráulicos tipo M con HEC - RAS

Los perfiles de flujo tipo  $M$  se presentan en canales en los que  $S_0 < S_c$ , donde  $S_0$  es la pendiente de la plantilla del canal y  $S_c$  es la pendiente crítica para un gasto y geometría de la sección transversal dados.

El ejemplo a reproducir con el programa HEC – RAS es un canal con pendiente  $S_0$  constante, en el que se presentan perfiles  $M1$ ,  $M2$  y  $M3$ ; para los tres perfiles, los valores del tirante normal  $y_n$ , el tirante crítico  $y_c$  y la pendiente crítica  $S_c$  son los mismos.

Los datos y diagrama que describen el problema son los siguientes, ver Fig. 4.1:

Un canal trapecial conduce un gasto de  $200 \text{ m}^3/\text{s}$  con una pendiente de plantilla de 0.001, un coeficiente de rugosidad de Manning de 0.018, un ancho de plantilla de 20 m y un talud de 2; el tirante  $H$  antes del vertedor es de 4.5 m y el tirante al pie del mismo es de 0.9 m.

De reagrupar términos en la ecuación de Manning y establecer el área y radio hidráulico en función del tirante normal, es posible calcular éste mediante iteraciones.

$$\frac{Q n}{S_0^{\frac{1}{2}}} = A_n R_n^{\frac{2}{3}} \quad (4.1)$$

donde:

$Q$  gasto en  $\text{m}^3/\text{s}$

$S_0$  pendiente de la plantilla del canal

$n$  rugosidad de Manning

$A_n$  área hidráulica en función del tirante normal, en  $m^2$

$R_n$  radio hidráulico en función del tirante normal, en m

$$y_n = 2.700 \text{ m}$$

Para un canal de sección trapecial, el tirante crítico se puede calcular mediante iteraciones con la siguiente expresión:

$$\frac{Q^2}{g} = \frac{A_c^3}{B_c} \quad (4.2)$$

donde:

$B_c$  ancho de la superficie libre del agua en función del tirante crítico, en m

$A_c$  área hidráulica en función del tirante crítico, en  $m^2$

El valor que satisface la ec 4.2 es:

$$y_c = 2.02 \text{ m}$$

Al sustituir  $y_c$  en la ecuación de Manning y despejando la pendiente, se tiene:

$$S_c = \left[ \frac{Q n}{A_c R_c^{2/3}} \right]^2 = 0.0028 > S_0 \quad (4.3)$$

Los valores obtenidos del tirante normal  $y_n$  y tirante crítico  $y_c$  sirven para establecer las condiciones de frontera al modelar el ejemplo en el programa HEC – RAS, tal y como se ve más adelante.

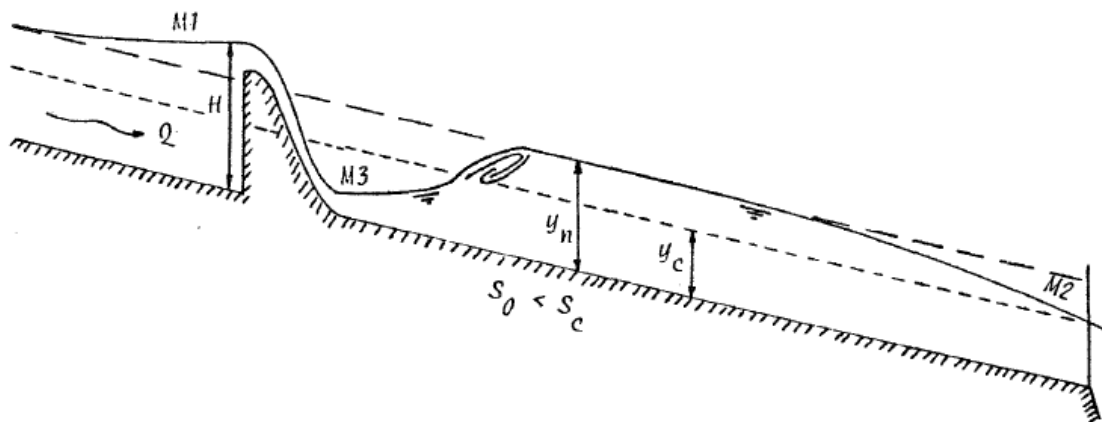


Figura 4.1 Esquema del canal y perfiles tipo M

Los resultados contra los que se realiza la comparación, son los calculados con el método de integración directa (tabla 4.1), reportados en la publicación mencionada y respetando tanto los incrementos como las longitudes de cada perfil.

M1	
X	Y
0	4.5
-100	4.41058722
-200	4.32206785
-300	4.23452944
-400	4.14806871
-500	4.06279238
-600	3.97881802
-700	3.89627483
-800	3.81530434
-900	3.73606098
-1000	3.65871233
-1100	3.583439
-1200	3.51043392
-1300	3.43990092
-1400	3.37205232
-1500	3.30710527
-1600	3.24527676
-1700	3.18677705
-1800	3.13180164
-1900	3.08052195
-2000	3.03307519
-2100	2.98955442
-2200	2.94999965
-2300	2.91439146
-2400	2.88264806
-2500	2.85462659
-2600	2.83012897
-2700	2.80891088
-2800	2.79069734
-2900	2.77519352
-3000	2.76208818
-3100	2.75111817
-3200	2.74197451
-3300	2.73433282

M2	
X	Y
0	2.02
-50	2.29441513
-100	2.38030084
-150	2.43649176
-200	2.4778733
-250	2.51012963
-300	2.53613801
-350	2.55758595
-400	2.57555888
-450	2.5908011
-500	2.60384851
-550	2.6150984
-600	2.6248561
-650	2.63336286
-700	2.64080558
-750	2.64733378
-800	2.65309769
-850	2.65818346
-900	2.66267914
-950	2.66665845
-1000	2.6701814

M3	
X	Y
0	0.9
10	0.93490033
20	0.96972162
30	1.00450731
40	1.03930135
50	1.07414861
60	1.10909599
70	1.14419321
80	1.17949384
90	1.21505667
100	1.25094723
110	1.28723992
120	1.32402075
130	1.36139099
140	1.39947249
150	1.4384151
160	1.47840802
170	1.51969736
180	1.56261516
190	1.60763031
200	1.65544591
210	1.70720841
220	1.76504194
230	1.83388168
240	1.9345488

Tabla 4.1 Perfiles M1, M2 y M3 calculados con el método de integración directa

#### 4.1.1 Estructura de datos para realizar una simulación hidráulica con HEC - RAS

Para realizar una simulación hidráulica utilizando el programa HEC – RAS, se tienen que seguir una serie de pasos, con los cuales, se van generando los archivos que definen tanto la geometría, como las condiciones de frontera en el sistema hidráulico. En general los principales pasos son:

- Crear un nuevo proyecto.
- Ingresar datos geométricos
- Ingresar datos del flujo y condiciones de frontera
- Ejecutar cálculos hidráulicos
- Ver e imprimir resultados

#### 4.1.2 Crear un proyecto en HEC - RAS

El primer paso para modelar un sistema hidráulico, es crear un nuevo proyecto; primero se establece el directorio en que se desea trabajar. Para iniciar un nuevo proyecto, se debe ir al menú **File** en la ventana principal de HEC – RAS y seleccionar **New Project**; al hacerlo, aparece una ventana como la que se muestra en la Fig. 4.2, en la que se especifica la unidad y la ruta para trabajar, además de poder asignarle un título al proyecto y un nombre de archivo.

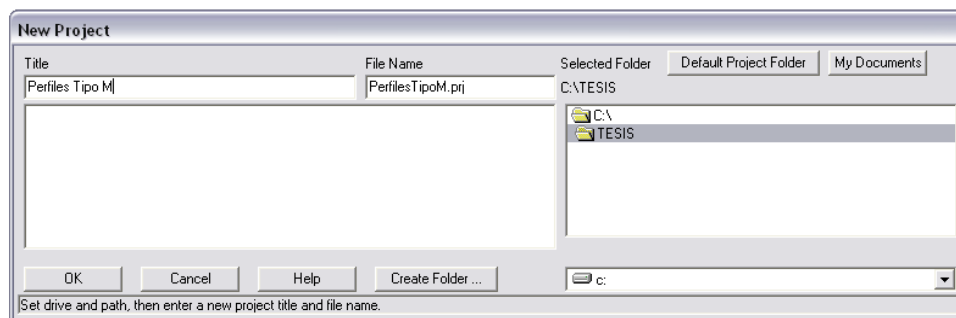


Figura 4.2 Ventana para crear un nuevo proyecto en HEC – RAS

#### 4.1.3 Establecimiento de datos geométricos en HEC – RAS

Antes de ingresar los datos geométricos se debe establecer el sistema de unidades en el que se pretende trabajar, el programa permite al usuario seleccionar entre el sistema de unidades Ingles y el Métrico. La ruta para hacer la elección es **Unit system (US Customary / SI)** que se encuentra en el menú **Options**, de la ventana principal de HEC – RAS, Fig. 4.3.

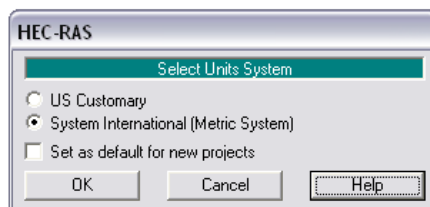


Figura 4.3 Sistemas de unidades disponibles



Los datos geométricos que definen el ejemplo a resolver son: el esquema del canal y secciones transversales. Para ingresar los datos geométricos se selecciona **Geometric Data**, del menú **Edit** de la ventana principal del programa HEC – RAS con ello aparece una ventana, Fig. 4.4, en la cual, se dibuja un esquema del canal. Presionando el botón **River Reach** de la ventana **Geometric Data**, el cursor se convierte en un lápiz con el cual, se dibujan los tramos que comprenden el canal desde aguas arriba hacia aguas abajo, hecho lo anterior, aparece una ventana en la que el usuario debe ingresar un nombre del río y del tramo.

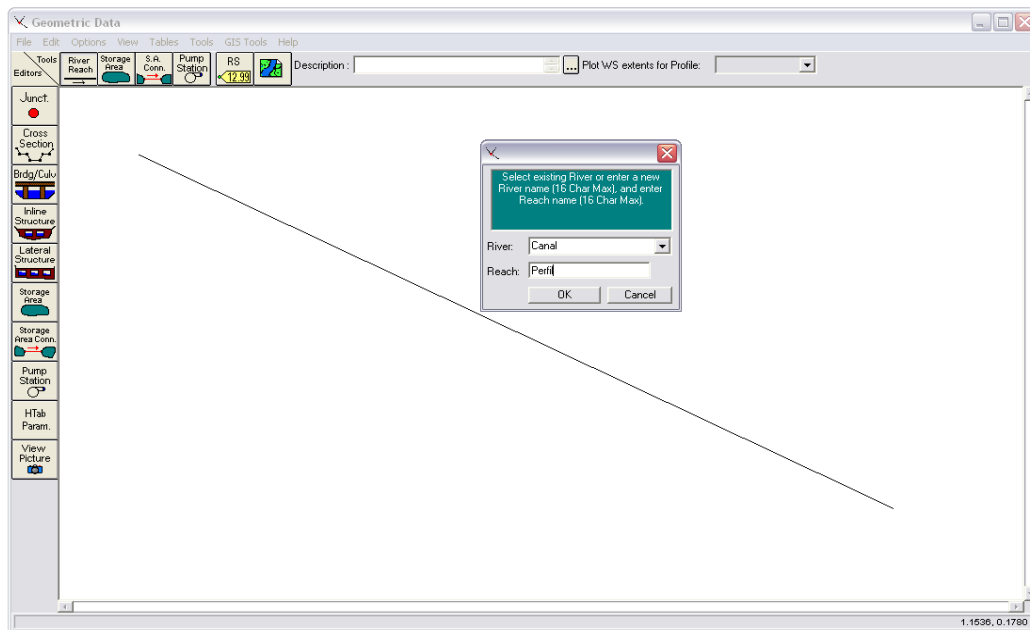


Figura 4.4 Datos Geométricos

Las secciones transversales que definen la geometría del canal se ingresan presionando el botón **Cross Section** de la ventana **Geometric Data** con lo que se activa el editor de secciones transversales, Fig. 4.5; en éste, no solo se define la geometría de la sección, sino también propiedades y coeficientes, tal como la  $n$  de Manning (para el ejemplo  $n = 0.018$ ).

El canal que se modela es de sección trapecial, su sección transversal se ingresa ubicando los puntos que la definen como si se tratara de un plano coordenado y suponiendo que el centro del cauce corresponde a las coordenadas (0,0); al tratarse de un canal prismático dicha sección, servirá para definir todo el canal, por lo que es conveniente asignarle el valor de 0 como referencia en **River Station**, ya que la numeración va aumentando hacia aguas arriba, y, de esta forma la sección quedará al inicio del canal.

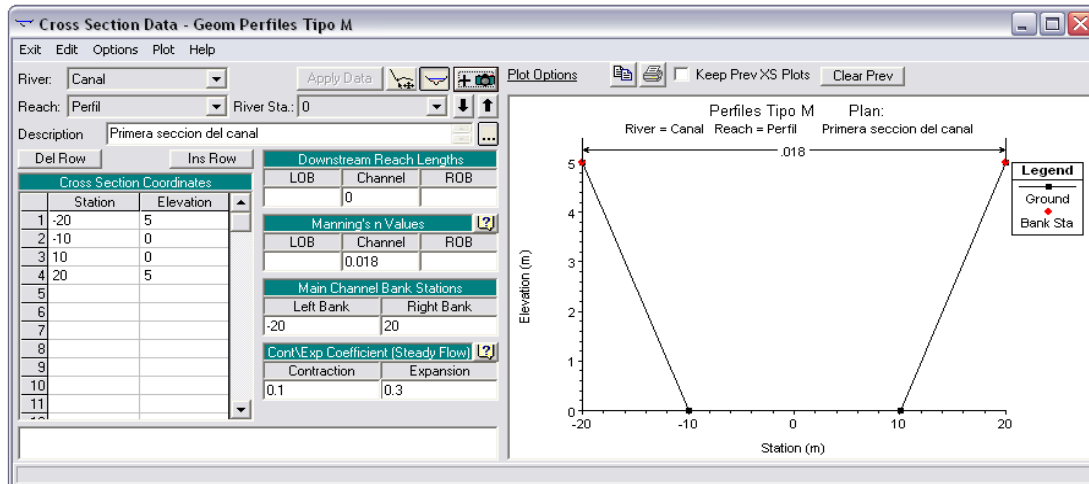


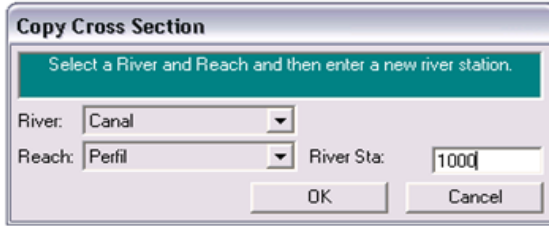
Figura 4.5 Editor de datos de la sección transversal

De los datos disponibles de los perfiles calculados con el método de integración directa, es posible definir las longitudes de los tramos en los que se presenta cada perfil, delimitando cada uno de ellos con secciones transversales, al tratarse de un canal con secciones transversales idénticas es posible copiar la sección definida inicialmente con **Copy Current Cross Section** del menú **Options**, en el editor de secciones transversales y definir la distancia a la que se encuentra en relación de la anterior (aguas abajo), además de ajustar la elevación seleccionando **Adjust Elevations** del desplegado de **Options** en la barra del menú para mantener la condición de pendiente  $S_0 = 0.001$ .

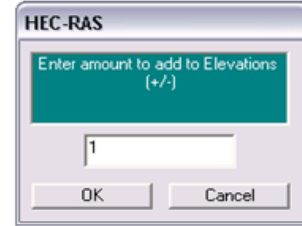
El perfil *M2* de acuerdo a la tabla 4.1 tiene una longitud de cálculo de 1000 metros, para definir el tramo que lo contiene son necesarias dos secciones, una de ellas es la sección **River Station: 0** que fue la primera sección transversal que se definió, y, la segunda sección es una idéntica a la primera a una distancia de 1000 metros y cuya elevación de la plantilla del canal se encuentre a un metro respecto a la primera.

Para definir el tramo, se copia la sección **River Station: 0**, será necesario asignarle un número de estación, dado que la longitud del tramo es de 1000 metros, es conveniente identificarla con **River Station: 1000** Fig. 4.6a se confirma presionando el botón **OK**, para ubicar esta nueva sección a la distancia correspondiente en el apartado **Downstream Reach Lengths** de la ventana **Cross Section Data** se introduce la distancia que tiene con respecto a la sección aguas abajo (1000 m).

La elevación de esta sección transversal se modifica seleccionando **Adjust Elevations** del desplegado de **Options** en la barra del menú e introduciendo la distancia en metros a la que se desplaza verticalmente la sección (1 m para el ejemplo) Fig. 4.6b.



a) Copiar secciones transversales



b) Modificar la elevación

Figura 4.6

La división del tramo antes definido con secciones trasversales a cada 50 m es conveniente con el fin de poder comparar la elevación del agua en los mismos puntos, que los de la tabla 4.1 correspondiente al perfil *M2*, para ello se interpolan secciones con un  $\Delta x = 50$  metros.

HEC – RAS permite interpolar secciones transversales, de manera relativamente fácil. En la pestaña **Tools / XS** de la ventana **Geometric Data**, se disponen de dos opciones **Within a Reach** (dentro de un tramo) y **Between 2 XS's** (entre dos secciones transversales), aunque en la modelación del ejemplo es indiferente el uso de cualquiera de las dos, la interpolación se hará con la segunda opción, al seleccionarla aparece la ventana de la Fig. 4.7, en la que se elige la sección aguas arriba y aguas abajo; se establece la distancia de interpolación (en este caso 50 m) y se oprime el botón **Interpolate New XS's**, hecho lo anterior, aparecen las secciones interpoladas, tanto en la ventana de **Between 2 XS's**, como en la de **Geometric Data**.

En la Fig. 4.8 se muestra la ventana de **Geometric Data** en la cual se aprecia el tramo definido y las secciones interpoladas a cada 50 metros.

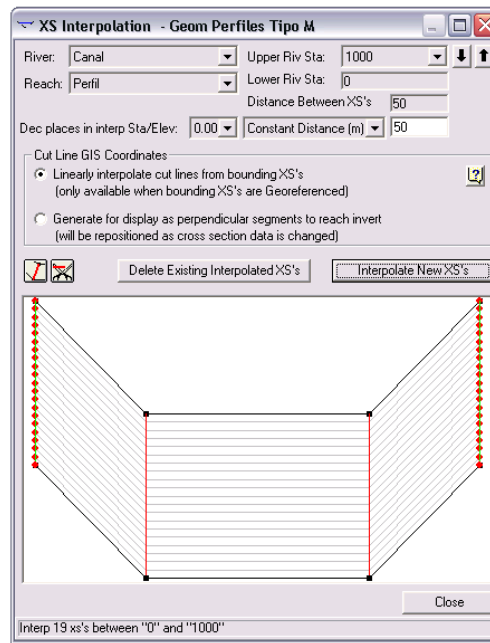


Figura 4.7 Interpolación de secciones transversales

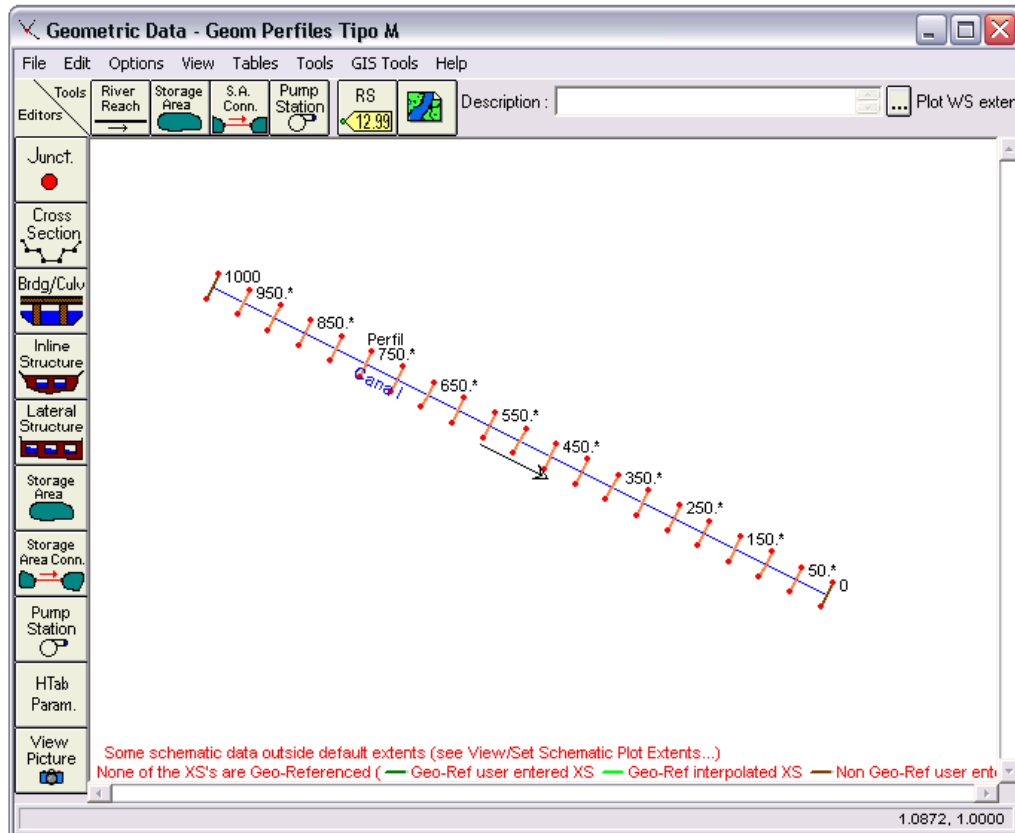


Figura 4.8 Tramo que comprende al perfil M2

Aguas arriba del perfil  $M2$  se presenta el perfil  $M3$ , la longitud de cálculo es de 240 metros con un  $\Delta x = 10$  metros, el procedimiento para definir la sección transversal que precisa ese tramo, es igual que en la sección anterior; se copia la sección de **River Station: 0**, se nombra a la nueva sección con **River Station: 1240**, para mantener el cadenamamiento y se ajusta la elevación de la sección, que es de 1.24 m, para mantener la condición de  $S_0 = 0.001$ . El perfil  $M3$  se origina a la caída de un cimacio; éste no se define para el ejemplo, por lo que se da un tramo de 10 metros que detalla lo que sería la sección de aguas arriba y al pie del mismo.

Por último, el tramo en el que se presenta el perfil  $M1$  tiene una longitud de 3300 metros con un  $\Delta x = 100$  metros, en la Fig. 4.9a, se presenta la ventana de **Geometric Data** con todos los tramos y secciones interpoladas que definen el ejemplo para su simulación hidráulica, y en la Fig. 4.9b una vista en perfil del mismo (esta vista se encuentra disponible en **Plot Profile** del desplegado **Plot** de la barra del menú de **Cross Section Data**). Donde los puntos en rojo, son las secciones interpoladas y los puntos negros, las secciones que definen los tramos de cada perfil.

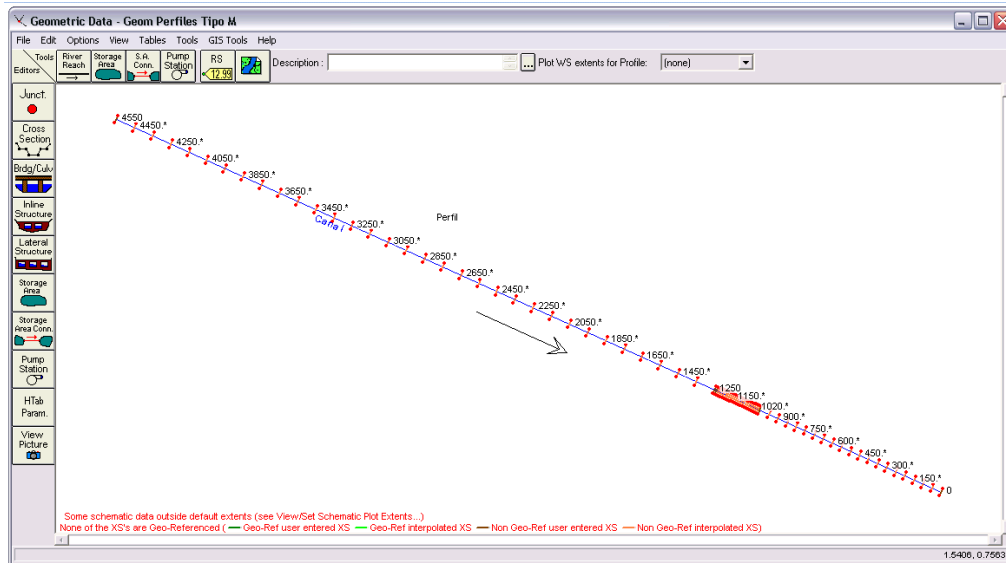


Figura 4.9a Vista en planta de las secciones del canal

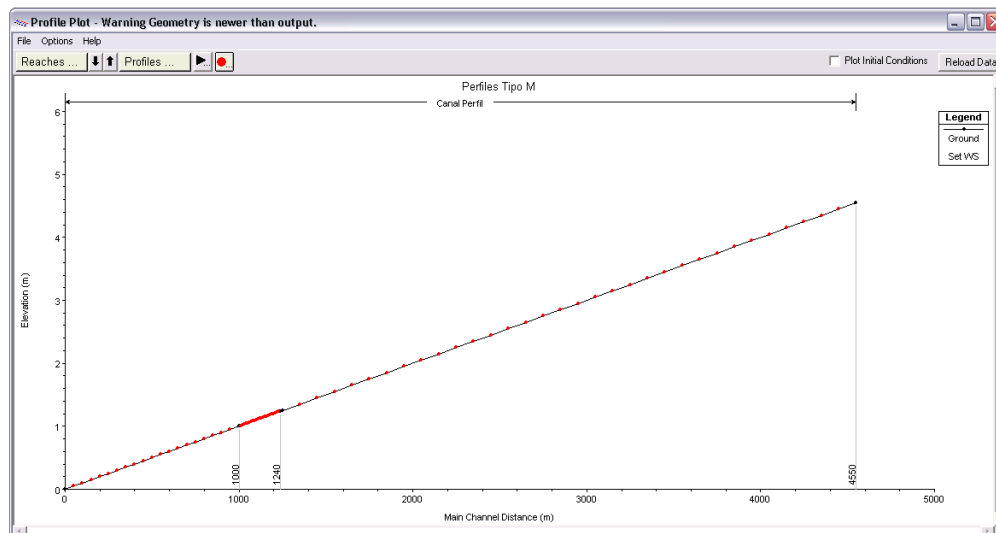


Figura 4.9b Vista del perfil del fondo del canal

Hasta aquí, se tiene definida la geometría del canal; para terminar, es necesario almacenar los datos; para ello, en el desplegado de **File** en la ventana de **Geometric Data**, se selecciona **Save Geometry Data As**, donde será necesario asignar un nombre al archivo y la ruta para ser guardado.

#### 4.1.4 Datos de flujo y condiciones de frontera en HEC - RAS

En esta sección, se define el gasto para el que se realizará la simulación hidráulica, las condiciones iniciales y las condiciones de frontera. Para iniciar se selecciona **Steady Flow Data** del menú **Edit** que se encuentra en la ventana principal del programa HEC - RAS y aparece la ventana de la Fig. 4.10; en

ella se especifica el número de perfiles a calcular, en este ejemplo será suficiente uno, el cual corresponde al gasto de  $200 \text{ m}^3/\text{s}$  y que ingresa por la sección con **River Station: 4550**.

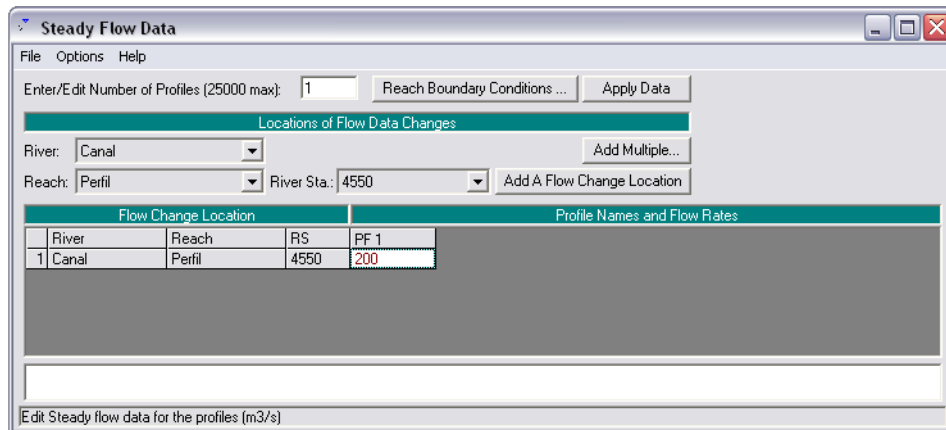


Figura 4.10 Ventana de datos hidráulicos

Para definir las condiciones de frontera se oprime el botón **Reach Boundary Conditions**, y aparece la ventana de la Fig. 4.11 en la que se dispone de las siguientes opciones: nivel del agua, tirante crítico, tirante normal o una curva elevaciones gastos.

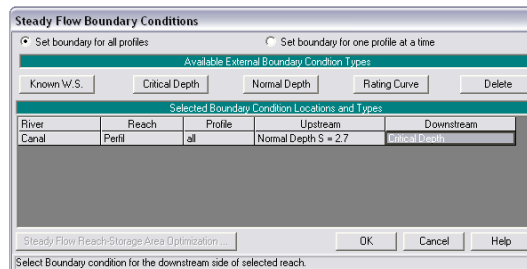


Figura 4.11 Ventana de condiciones de frontera

En el canal que se modela se sabe que se presentan los perfiles  $M1$ ,  $M2$  y  $M3$ , los perfiles  $M1$  y  $M2$  se presentan en flujos de régimen subcrítico por lo que están sujetos para su análisis a una condición de frontera aguas abajo y el perfil  $M3$  se presenta en flujos en régimen supercrítico sujeto a una condición de frontera aguas arriba. Al presentarse flujos en régimen subcrítico como supercrítico en el mismo canal, es necesario establecer condiciones de frontera en los extremos aguas arriba y aguas abajo, ya que la simulación hidráulica del canal se tendrá que hacer para una condición del flujo mixto.

Dicho lo anterior y dadas las opciones de las que se disponen es conveniente elegir como condición de frontera en el extremo aguas arriba del canal el nivel del agua (**Known W. S.**), ya que en ese extremo es válido asumir que el perfil  $M1$  tiende al tirante normal, el cual, fue calculado en los párrafos anteriores por lo que el nivel del agua será: 4.55 m que es la elevación del paño del canal en esa sección más 2.7 m que corresponden al tirante normal calculado con la ecuación de Manning. En

el extremo aguas abajo, la condición será el tirante crítico (**Critical Depth**) ya que al tratarse de una caída libre (véase la Fig. 4.1) se presenta una sección de control.

Para terminar sólo hace falta establecer los tirantes del agua  $H$ , antes del vertedor (4.5 m) y al pie del mismo (0.9 m), para ello, en la pestaña **Options**, del menú de **Steady Flow Data**, se selecciona **Set Changes in WS an EG**, Fig. 4.12; esta ventana permite establecer niveles del agua en cualquier sección a lo largo del canal. La sección **River Station: 1240** que corresponde a la caída del vertedor tendrá una elevación de 1.24 m del fondo de la sección, más 0.9 m que corresponde al tirante al pie del mismo, y la sección **River Station: 1250** tendrá una elevación de 1.25 m del fondo de la sección más 4.5 m que corresponde al tirante del agua antes del vertedor.

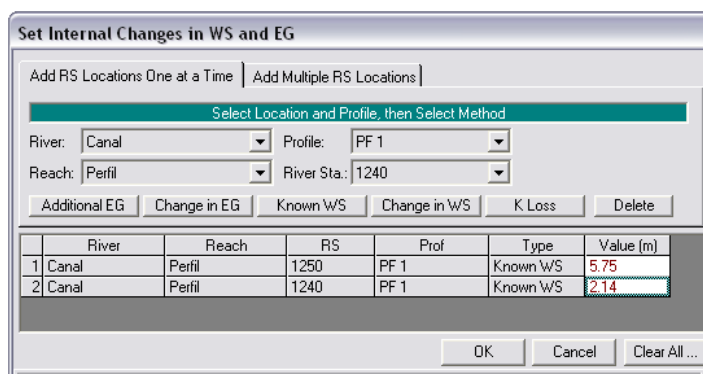


Figura 4.12 Ventana de condiciones internas

Presionando el botón **OK**, quedan por completo definidos los datos hidráulicos y condiciones de frontera, sólo hace falta guardar la información con **Save Flow Data as** que se encuentra en la pestaña de **File** en el menú de **Steady Flow Data**, asignándole un nombre al archivo y una ruta para ser guardado.

#### 4.1.5 Ejecución de cálculos hidráulicos con HEC - RAS

Una vez definidos los datos geométricos y los hidráulicos, ya es posible realizar la simulación; esta se realiza desde la ventana **Steady Flow Analysis**, Fig. 4.13, que se encuentra en la pestaña **Run** del menú principal. Para realizar la simulación, es necesario establecer un **Plan** que incorpore tanto los datos geométricos como los hidráulicos.

Para crear un **Plan** es preciso seleccionar **New Plan** que se encuentra en el desplegado de **File** de la ventana **Steady Flow Analysis**, es necesario asignarle un nombre y un identificador al nuevo plan, así como seleccionar tanto los archivos de datos geométricos e hidráulicos previamente elaborados, además de elegir el régimen del flujo que se espera encontrar (Subcrítico, Supercrítico o Mixto); en el ejemplo estudiado se escoge Mixto, por último es conveniente guardar el plan en **Save Plan AS**, del menú **File** de la ventana **Steady Flow Analysis**.

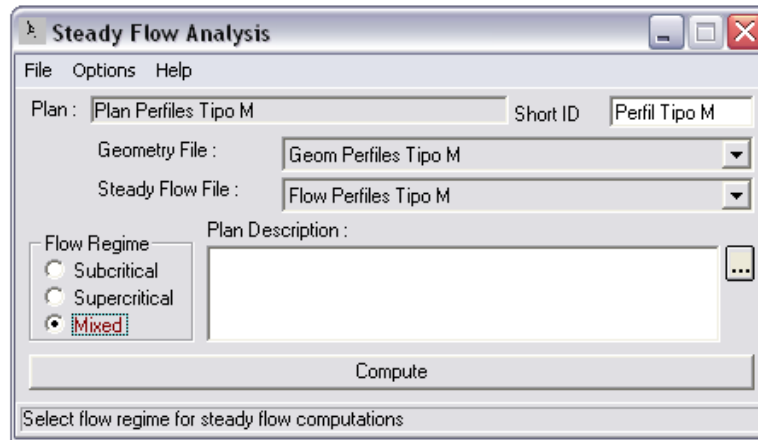


Figura 4.13 Ventana de análisis del flujo Permanente

La simulación hidráulica se ejecuta en cuanto se oprime el botón **Compute**, al hacerlo aparece una ventana Fig. 4.14, que muestra el proceso de cómputo.

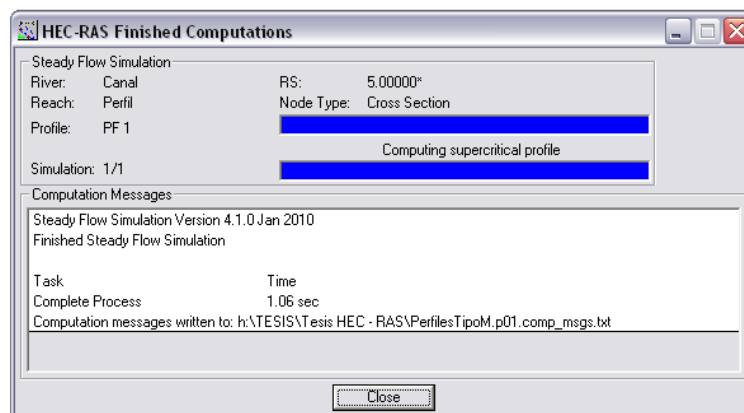


Figura 4.14 Ventana de progreso de cómputo

Al término del proceso, se cierra la ventana oprimiendo el botón de **Close**.

#### 4.1.6 Análisis de resultados con HEC - RAS

El programa HEC – RAS ofrece una gran variedad de formas en las que se pueden analizar los resultados, destacándose los perfiles de la lámina del agua, dibujos en perspectiva espacial, curvas Elevaciones vs Gastos y tablas de resultados tanto de resumen como de detalle, entre otras opciones, las cuales son accesibles desde el menú **View** de la ventana principal de HEC – RAS.

En la Fig. 4.15 se muestra el perfil hidráulico; la figura incluye la lámina del agua, la margen izquierda y derecha, el fondo del canal y los puntos de la elevación del agua que se establecieron como condiciones iniciales (punto A, a la caída del vertedor de 0.9 m y punto B aguas arriba del vertedor de 4.5 m).



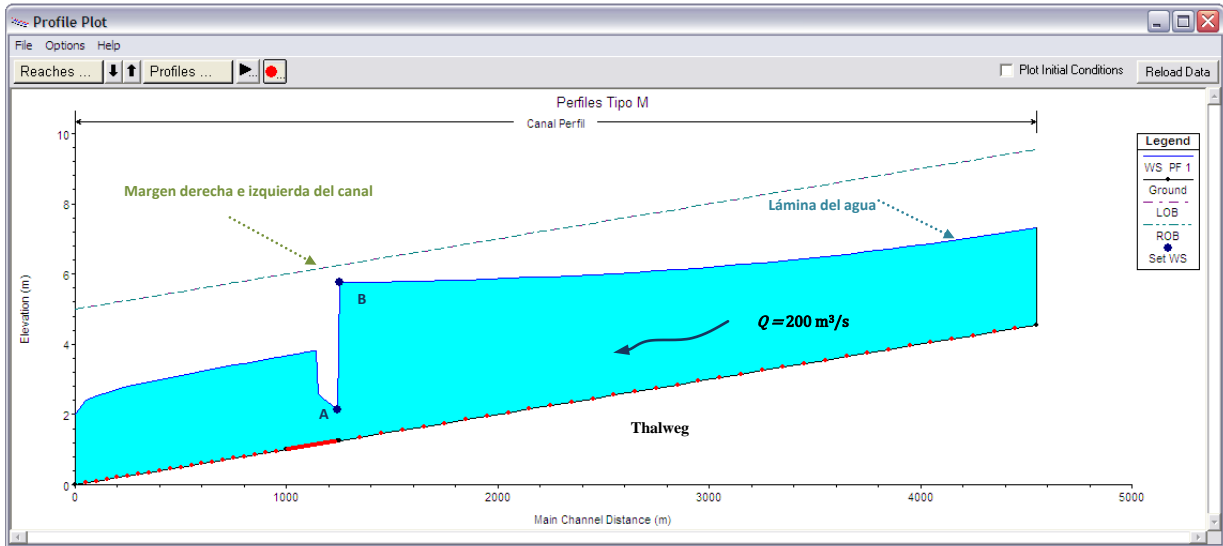


Figura 4.15 Perfil hidráulico del canal

En la Fig. 4.16 se presenta la vista en perspectiva espacial.

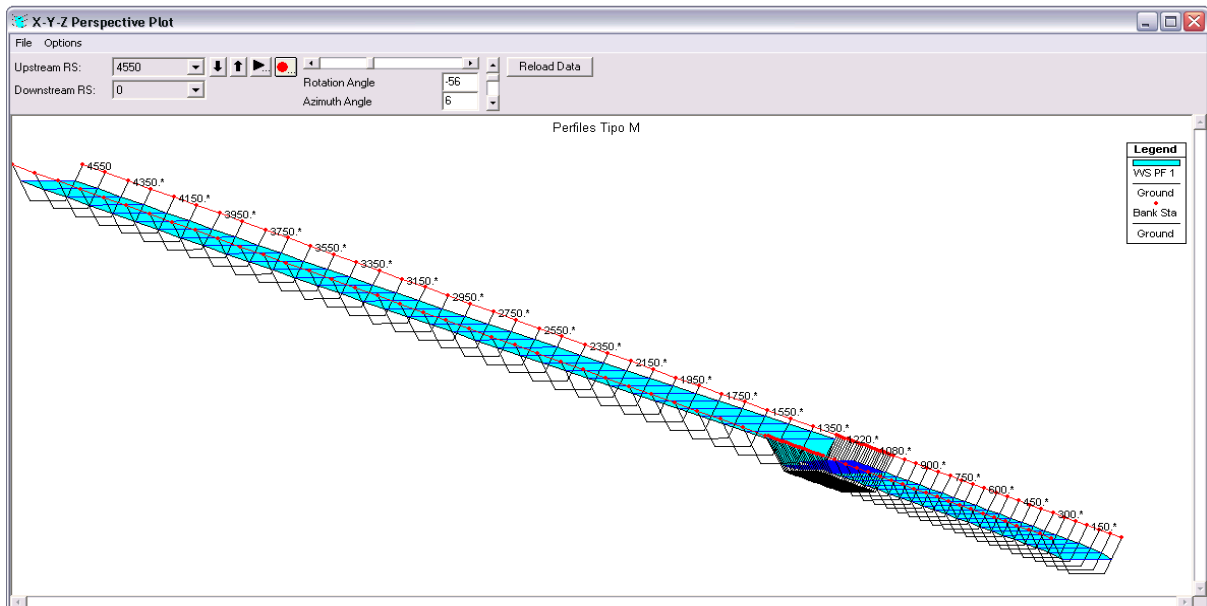


Figura 4.16 Diagrama del canal en perspectiva espacial

Para validar y comparar los resultados obtenidos de la simulación hidráulica con el programa HEC – RAS y los mostrados en la tabla 4.1, es conveniente trabajar los valores mediante una hoja de cálculo. HEC – RAS, permite exportar o copiar los resultados obtenidos de una simulación hidráulica. En la opción **Profile Summary Table** (Fig. 4.17), que se encuentra en la pestaña **View** del menú principal del

programa HEC – RAS, se dispone de una tabla que contiene resultados del análisis hidráulico (el gasto, la cota de la base del canal, la elevación del agua, la velocidad, el área hidráulica, el número de Froude, etc.). Los valores que son necesarios para hacer la comparación son los correspondientes a la elevación del agua, los cuales están dados en cada sección transversal definida e interpolada.

Reach	River Sta	Profile	Q Total (m <sup>3</sup> /s)	Min Ch El (m)	W S Elev (m)	Ch W S (m)	E.G. Elev (m)	E.G Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m <sup>2</sup> )	Top Width (m)	Froude # Chl
Perfil	4550.*	FF 1	200.00	4.55	7.30	6.57	7.72	0.000933	2.85	70.25	31.02	0.60
Perfil	4450.*	FF 1	200.00	4.45	7.21		7.62	0.000921	2.83	70.55	31.06	0.60
Perfil	4350.*	FF 1	200.00	4.35	7.13		7.53	0.000908	2.82	70.91	31.10	0.60
Perfil	4250.*	FF 1	200.00	4.25	7.04		7.44	0.000892	2.80	71.32	31.15	0.59
Perfil	4150.*	FF 1	200.00	4.15	6.95		7.35	0.000875	2.79	71.81	31.22	0.59
Perfil	4050.*	FF 1	200.00	4.05	6.87		7.26	0.000856	2.76	72.36	31.29	0.58
Perfil	3950.*	FF 1	200.00	3.95	6.79		7.17	0.000834	2.74	72.99	31.37	0.57
Perfil	3850.*	FF 1	200.00	3.85	6.71		7.09	0.000811	2.71	73.71	31.46	0.57
Perfil	3750.*	FF 1	200.00	3.75	6.64		7.01	0.000795	2.68	74.53	31.56	0.56
Perfil	3650.*	FF 1	200.00	3.65	6.57		6.93	0.000778	2.65	75.45	31.68	0.55
Perfil	3550.*	FF 1	200.00	3.55	6.50		6.85	0.000759	2.62	76.48	31.81	0.54
Perfil	3450.*	FF 1	200.00	3.45	6.44		6.79	0.000739	2.59	77.62	31.95	0.53
Perfil	3350.*	FF 1	200.00	3.35	6.38		6.70	0.000666	2.54	78.88	32.11	0.52
Perfil	3250.*	FF 1	200.00	3.25	6.32		6.64	0.000633	2.49	80.26	32.28	0.50
Perfil	3150.*	FF 1	200.00	3.15	6.27		6.57	0.000600	2.45	81.76	32.47	0.49
Perfil	3050.*	FF 1	200.00	3.05	6.22		6.51	0.000567	2.40	83.38	32.67	0.48
Perfil	2950.*	FF 1	200.00	2.95	6.17		6.45	0.000534	2.35	85.14	32.88	0.47
Perfil	2850.*	FF 1	200.00	2.85	6.13		6.40	0.000502	2.30	87.00	33.11	0.45
Perfil	2750.*	FF 1	200.00	2.75	6.09		6.34	0.000470	2.25	88.99	33.34	0.44
Perfil	2650.*	FF 1	200.00	2.65	6.05		6.29	0.000440	2.20	91.09	33.60	0.43
Perfil	2550.*	FF 1	200.00	2.55	6.01		6.25	0.000410	2.14	93.30	33.86	0.41
Perfil	2450.*	FF 1	200.00	2.45	5.98		6.21	0.000383	2.09	95.62	34.13	0.40
Perfil	2350.*	FF 1	200.00	2.35	5.95		6.17	0.000356	2.04	98.04	34.41	0.39
Perfil	2250.*	FF 1	200.00	2.25	5.93		6.13	0.000331	1.99	100.56	34.71	0.37
Perfil	2150.*	FF 1	200.00	2.15	5.90		6.09	0.000308	1.94	103.19	35.01	0.36
Perfil	2050.*	FF 1	200.00	2.05	5.88		6.06	0.000286	1.89	105.89	35.31	0.35
Perfil	1950.*	FF 1	200.00	1.95	5.86		6.03	0.000265	1.84	108.69	35.63	0.34
Perfil	1850.*	FF 1	200.00	1.85	5.84		6.00	0.000246	1.79	111.58	35.95	0.32
Perfil	1750.*	FF 1	200.00	1.75	5.82		5.98	0.000228	1.75	114.55	36.28	0.31
Perfil	1650.*	FF 1	200.00	1.65	5.80		5.95	0.000212	1.70	117.60	36.62	0.30
Perfil	1550.*	FF 1	200.00	1.55	5.79		5.93	0.000197	1.66	120.72	36.96	0.29
Perfil	1450.*	FF 1	200.00	1.45	5.77		5.91	0.000183	1.61	123.91	37.30	0.28
Perfil	1350.*	FF 1	200.00	1.35	5.76		5.89	0.000170	1.57	127.17	37.65	0.27

Figura 4.17 Tabla general de resultados

En las Figs. 4.18, se presentan los perfiles hidráulicos  $M1$ ,  $M2$  y  $M3$ , en cada figura se pueden apreciar tanto el perfil hidráulico que corresponde al análisis hecho con el programa HEC – RAS (curva de color azul) y los que presenta la publicación “Solución numérica de la ecuación diferencial del flujo gradualmente variado” (ver Berezowsky y Gómez, 1986) calculados con el método de integración directa (curva discontinua de color rojo). Es de resaltar la excelente precisión que se obtiene en el cálculo de los perfiles  $M1$  y  $M2$  Fig. 4.18a y Fig. 4.18b respectivamente, en las cuales se aprecia que prácticamente coinciden las curvas a todo el largo del cálculo.

El perfil  $M3$  se puede apreciar en la Fig. 4.18c, la curva que corresponde al obtenido con el programa HEC – RAS, dista del que presenta la publicación, pero no por ello es erróneo; la diferencia entre ellos es debido a que HEC – RAS, durante el cálculo ubica el salto hidráulico que se presenta entre los perfiles  $M3$  y  $M2$ , debido al cambio de régimen de supercrítico a subcrítico, pero antes del salto hidráulico ambas curvas son similares. En la Fig. 4.18d, se presentan los tres perfiles, con sus respectivas longitudes de cálculo.

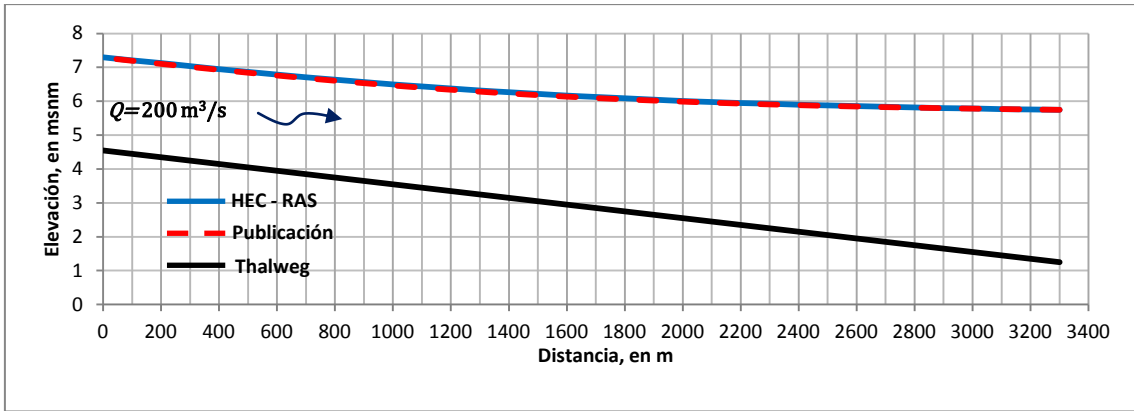


Figura 4.18a Perfil hidráulico M1

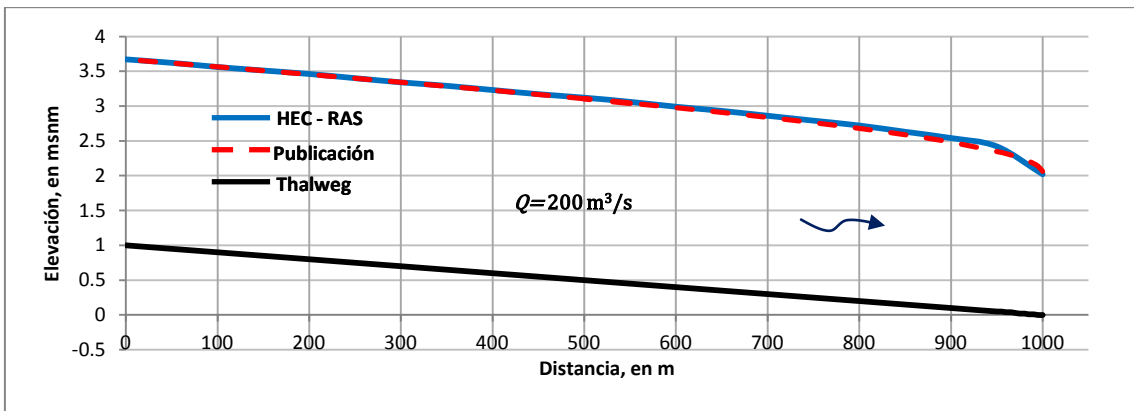


Figura 4.18b Perfil hidráulico M2

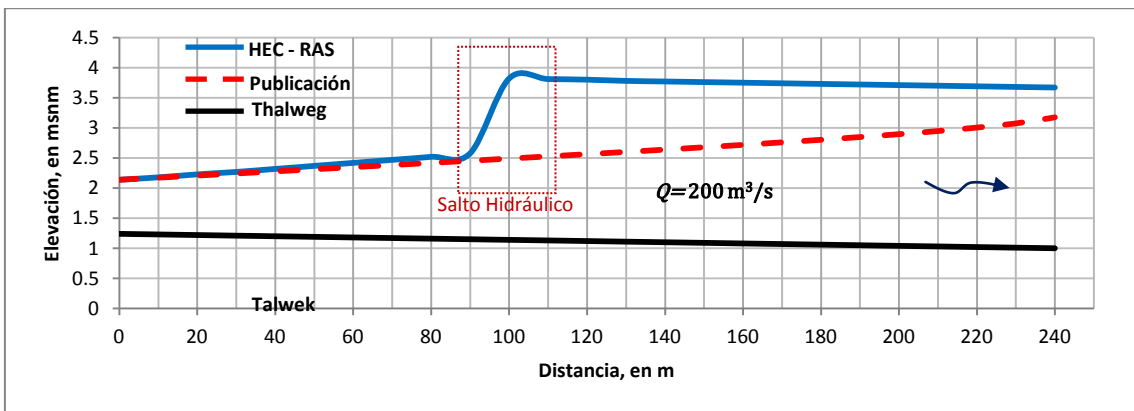


Figura 4.18c Perfil hidráulico M3

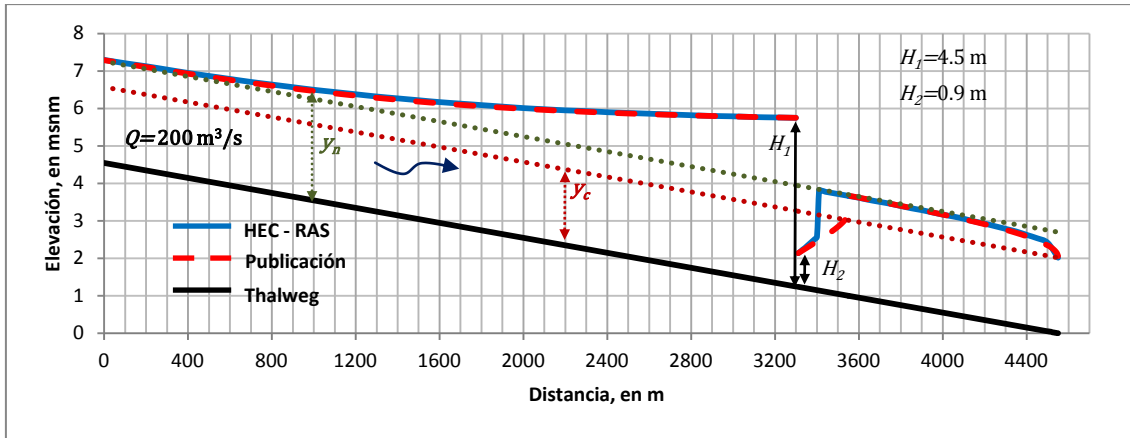


Figura 4.18d Perfiles hidráulicos tipo M

La ubicación exacta del salto hidráulico es factible mediante la opción **Detailed Output Tables** en la pestaña **View** del menú principal de HEC – RAS, esta opción permite ver un resumen de los parámetros hidráulicos de cada sección transversal ya sea definida o interpolada, además de incluir mensajes de error, avisos y notas al final de la ventana. Para el ejemplo analizado, en la sección transversal con **River Station: 1140** aparece la nota que indica que entre esa sección y la anterior aguas arriba se presenta un salto hidráulico.

Cross Section Output					
File Type Options Help					
River:	Canal	Profile:	PF 1		
Reach:	Perfil	RS:	1140.*	Plan: Perfil Tipo M	
Plan: Perfil Tipo M Canal Perfil RS: 1140.* Profile: PF 1					
E.G. Elev (m)	4.26	Element		Left OB	
Vel Head (m)	0.44	Wt. n-Val		Channel	0.018
W.S. Elev (m)	3.82	Reach Len. (m)	10.00		10.00
Crit W.S. (m)	3.16	Flow Area (m2)			67.84
E.G. Slope (m/m)	0.001032	Area (m2)			67.84
Q Total (m3/s)	200.00	Flow (m3/s)			200.00
Top Width (m)	30.70	Top Width (m)			30.70
Vel Total (m/s)	2.95	Avg. Vel. (m/s)			2.95
Max Chl Dpth (m)	2.68	Hydr. Depth (m)			2.21
Conv. Total (m3/s)	6224.6	Conv. (m3/s)			6224.6
Length Wtd. (m)	10.00	Wetted Per. (m)			31.97
Min Ch El (m)	1.14	Shear (N/m2)			21.49
Alpha	1.00	Stream Power (N/m s)	957.56	0.00	0.00
Frctn Loss (m)	0.01	Cum Volume (1000 m3)			73.98
C & E Loss (m)	0.00	Cum SA (1000 m2)			34.56
Errors, Warnings and Notes					
Note: Hydraulic jump has occurred between this cross section and the previous upstream section.					
Enter to move to next downstream river station location					

Figura 4.19 Tabla de resumen de parámetros hidráulicos

Lo anterior se puede corroborar en la tabla general de resultados, en la Fig. 4.20 se aprecia que en la sección con **River Station: 1150** el número de Froude es de 1.73, mientras que en la sección con **River Station: 1140** es de 0.63, como se puede apreciar se presenta un cambio de régimen, de supercrítico a subcrítico, condición que indica la presencia de un salto hidráulico entre dichas secciones.

Reach	River Sta	Profile	Q Total (m3/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m2)	Top Width (m)	Froude # Chl
Perfil	1210.*	PF 1	200.00	1.21	2.27	3.23	5.95	0.024947	8.49	23.56	24.26	2.75
Perfil	1200.*	PF 1	200.00	1.20	2.32	3.22	5.60	0.020947	8.02	24.93	24.48	2.54
Perfil	1190.*	PF 1	200.00	1.19	2.37	3.21	5.30	0.017630	7.59	26.36	24.72	2.34
Perfil	1180.*	PF 1	200.00	1.18	2.42	3.20	5.05	0.014901	7.18	27.84	24.95	2.17
Perfil	1170.*	PF 1	200.00	1.17	2.47	3.19	4.83	0.012613	6.80	29.40	25.20	2.01
Perfil	1160.*	PF 1	200.00	1.16	2.52	3.18	4.64	0.010704	6.45	31.02	25.46	1.86
Perfil	1150.*	PF 1	200.00	1.15	2.58	3.17	4.48	0.009045	6.10	32.78	25.73	1.73
Perfil	1140.*	PF 1	200.00	1.14	3.82	3.16	4.26	0.001032	2.95	67.84	30.70	0.63
Perfil	1130.*	PF 1	200.00	1.13	3.81		4.25	0.001033	2.95	67.83	30.70	0.63
Perfil	1120.*	PF 1	200.00	1.12	3.80		4.24	0.001034	2.95	67.81	30.70	0.63
Perfil	1110.*	PF 1	200.00	1.11	3.78		4.23	0.001035	2.95	67.79	30.70	0.63
Perfil	1100.*	PF 1	200.00	1.10	3.77		4.22	0.001035	2.95	67.78	30.70	0.63
Perfil	1090.*	PF 1	200.00	1.09	3.76		4.21	0.001036	2.95	67.77	30.69	0.63
Perfil	1080.*	PF 1	200.00	1.08	3.75		4.20	0.001036	2.95	67.75	30.69	0.63
Perfil	1070.*	PF 1	200.00	1.07	3.74		4.19	0.001037	2.95	67.74	30.69	0.63
Perfil	1060.*	PF 1	200.00	1.06	3.73		4.18	0.001038	2.95	67.71	30.69	0.63
Perfil	1050.*	PF 1	200.00	1.05	3.72		4.17	0.001039	2.95	67.70	30.69	0.63
Perfil	1040.*	PF 1	200.00	1.04	3.71		4.16	0.001040	2.95	67.68	30.68	0.64
Perfil	1030.*	PF 1	200.00	1.03	3.70		4.15	0.001040	2.96	67.67	30.68	0.64
Perfil	1020.*	PF 1	200.00	1.02	3.69		4.13	0.001041	2.96	67.65	30.68	0.64
Perfil	1010.*	PF 1	200.00	1.01	3.68		4.12	0.001042	2.96	67.62	30.68	0.64
Perfil	1000	PF 1	200.00	1.00	3.67		4.11	0.001043	2.96	67.61	30.67	0.64

Figura 4.20 Tabla general de resultados

#### 4.2 Cálculo de perfiles hidráulicos tipo S con HEC – RAS

Los perfiles del flujo tipo *S* se presentan en canales en los que  $S_o > S_c$ . El ejemplo que se presenta a continuación es un canal en el que se tienen los tres perfiles tipo *S*. Para dicho ejemplo, permanece constante la pendiente  $S_o$ , el tirante normal  $y_n$  y el tirante crítico  $y_c$ .

Los datos y diagrama que describen el problema son los siguientes, ver Fig. 4.21:

Un canal conduce un gasto de  $60 \text{ m}^3/\text{s}$  con una pendiente de plantilla de 0.008, coeficiente de rugosidad de Manning de 0.012, un ancho de plantilla de 7 m y talud de 2. Para dicho canal, la carga antes de la compuerta es de 4.92 m y el tirante contracto  $y_{con}$ , después de la misma, es de 0.38 m. El tirante conjugado mayor del salto es 2.47 m.

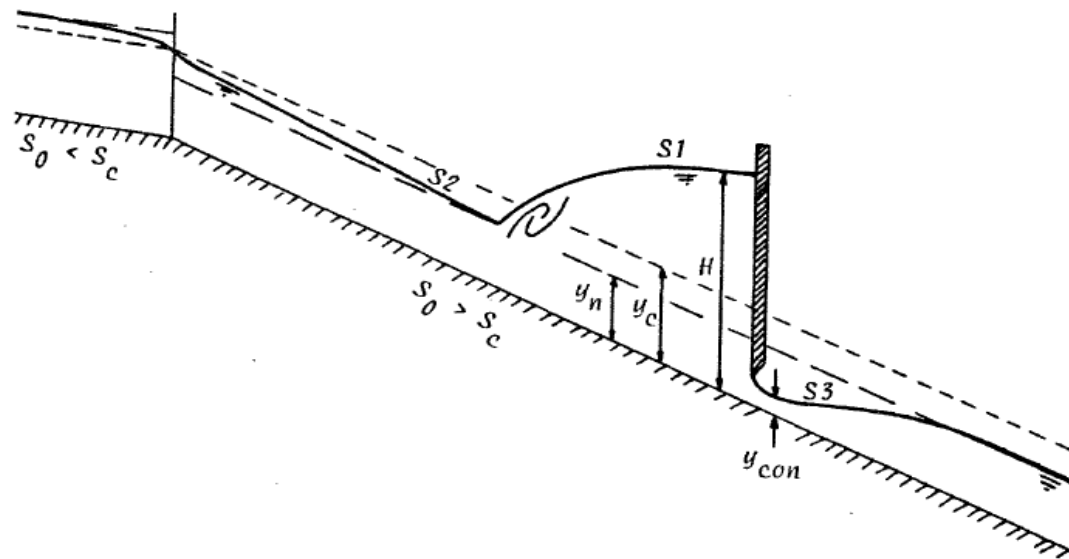


Figura 4.21 Esquema del canal y perfiles tipo S

Los tirantes normal y crítico, así como la pendiente crítica, son calculados con las ecs 4.1, 4.2 y 4.3 del ejemplo anterior. Sus correspondientes valores son:

Para el tirante normal:

$$y_n = 1.029 \text{ m}$$

el tirante crítico:

$$y_c = 1.658 \text{ m}$$

y la pendiente crítica:

$$S_c = 0.0014$$

La modelación de este ejemplo con HEC – RAS es exactamente igual a la del ejemplo anterior, los pasos a seguir son: crear un proyecto, ingresar los datos geométricos, los datos del flujo y condiciones de frontera, ejecutar los cálculos hidráulicos y ver los resultados, por lo que no se considera necesario explicarlo de nuevo.

Los valores de la superficie del agua con los que se realiza la comparación, son los que se presentan en la tabla 4.2, de ella se obtienen tanto las longitudes que corresponden a los tramos en los que se presenta cada perfil y los  $\Delta x$  para interpolar secciones transversales, y así al realizar la modelación con el programa HEC – RAS obtener las cotas del agua en los mismos puntos.

$$L_{S1} = 280 \text{ m}$$

$$\Delta x = 10 \text{ m}$$

<i>S1</i>	
<i>X</i>	<i>Y</i>
0	4.92
-10	4.83920946
-20	4.75835322
-30	4.6774253
-40	4.59641902
-50	4.51532698
-60	4.43414103
-70	4.35285205
-80	4.27144984
-90	4.18992313
-100	4.10825923
-110	4.02644393
-120	3.94446112
-130	3.86229284
-140	3.77991865
-150	3.69731524
-160	3.61445632
-170	3.5313118
-180	3.44784677
-190	3.36402085
-200	3.279788
-210	3.19509378
-220	3.10987403
-230	3.0281485
-240	2.94221546
-250	2.85559013
-260	2.76816514
-270	2.67981363
-280	2.59037827

$$L_{S2} = 440 \text{ m}$$

$$\Delta x = 20 \text{ m}$$

<i>S2</i>	
<i>X</i>	<i>y</i>
0	1.658
20	1.37662982
40	1.29011007
60	1.23720974
80	1.19987947
100	1.1718914
120	1.14892833
140	1.1307447
160	1.1157301
180	1.10332326
200	1.09283322
220	1.08397622
240	1.07644472
260	1.07005349
280	1.0645441
300	1.05966202
320	1.055606
340	1.05200585
360	1.04897348
380	1.04627041
400	1.04399906
420	1.04193071
440	1.04016596

$$L_{S3} = 800 \text{ m}$$

$$\Delta x = 40 \text{ m}$$

<i>S3</i>	
<i>X</i>	<i>Y</i>
0	0.38
40	0.46182855
80	0.5361417
120	0.60391706
160	0.66560499
200	0.7214041
240	0.77140639
280	0.81568752
320	0.8543675
360	0.88764912
400	0.91583566
440	0.93932842
480	0.95860699
520	0.97419827
560	0.98664174
600	0.99645782
640	1.00412423
680	1.01006254
720	1.01462917
760	1.01812467
800	1.02077487

Tabla 4.2 Perfiles S1, S2 y S3 calculados con el método de integración directa

El programa HEC – RAS permite modelar estructuras como los son compuertas, pero en este ejemplo son datos tanto la carga del agua antes de la compuerta, así como el tirante contracto y el valor del

tirante conjugado mayor, así que es conveniente establecer estos valores como condiciones internas del canal.

En la Fig. 4.22 se presenta el perfil de la lámina del agua obtenido de realizar la simulación hidráulica, en dicha imagen se aprecian en color azul obscuro los puntos que definen las condiciones internas del sistema, es decir: el punto A es el tirante del agua en la sección contracta aguas abajo de la compuerta, el punto B la carga aguas arriba de la compuerta y el punto C el tirante conjugado mayor.

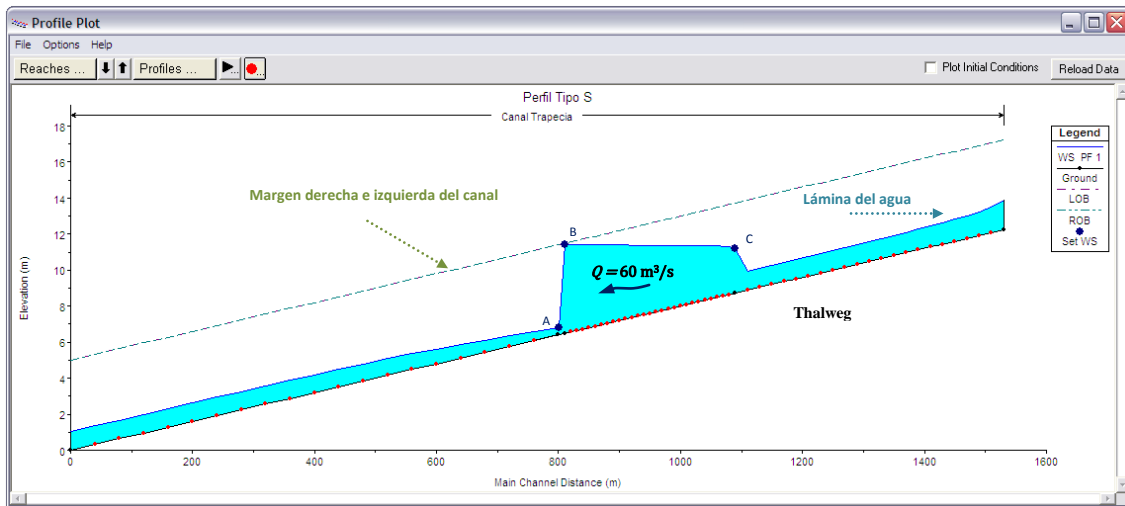


Figura 4.22 Perfil hidráulico del canal

Las Figs. 4.23, que se presentan a continuación, fueron construidas con los resultados obtenidos al realizar la simulación hidráulica con HEC – RAS y los valores de la tabla 4.2. Los resultados obtenidos son satisfactorios, las diferencias entre las curvas son pequeñas y prácticamente coinciden las curvas de la lámina del agua calculada con HEC – RAS (curvas continuas de color azul) y las presentadas en la publicación (curvas discontinuas de color rojo) calculadas con el método de integración directa.

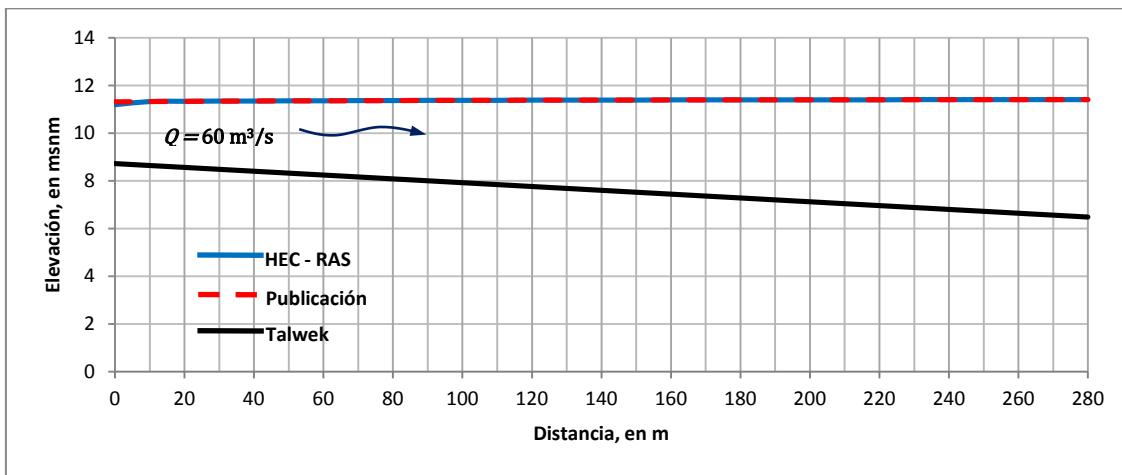


Figura 4.23a Perfil hidráulico S1



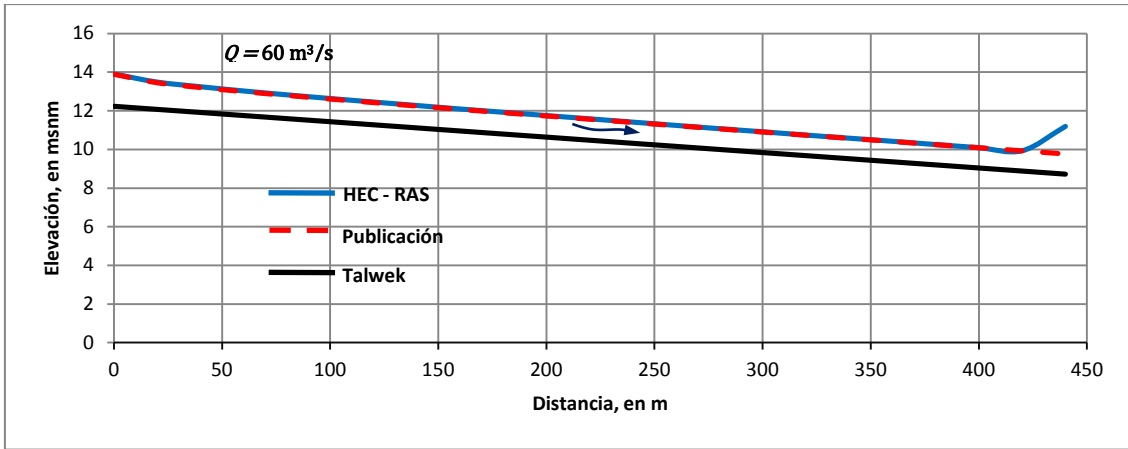


Figura 4.23b Perfil hidráulico S2

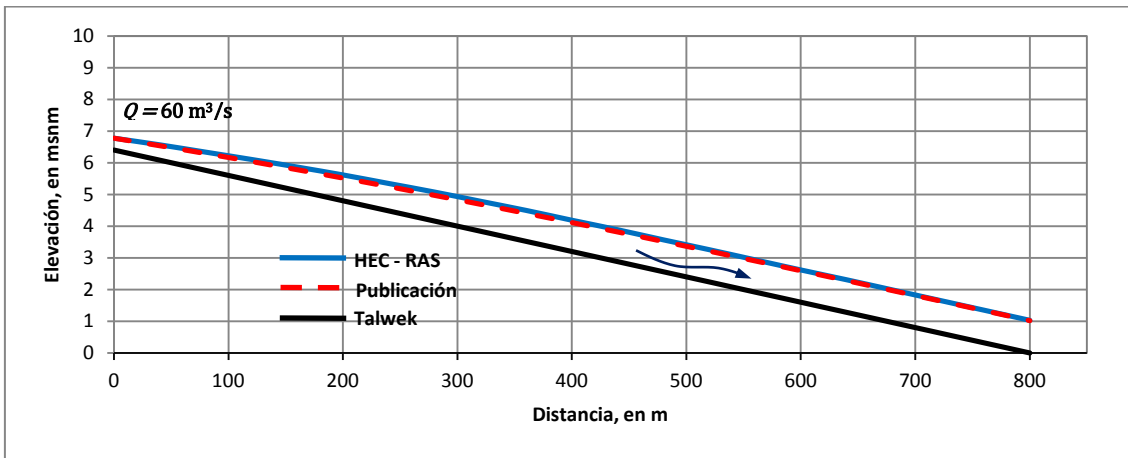


Figura 4.23c Perfil hidráulico S3

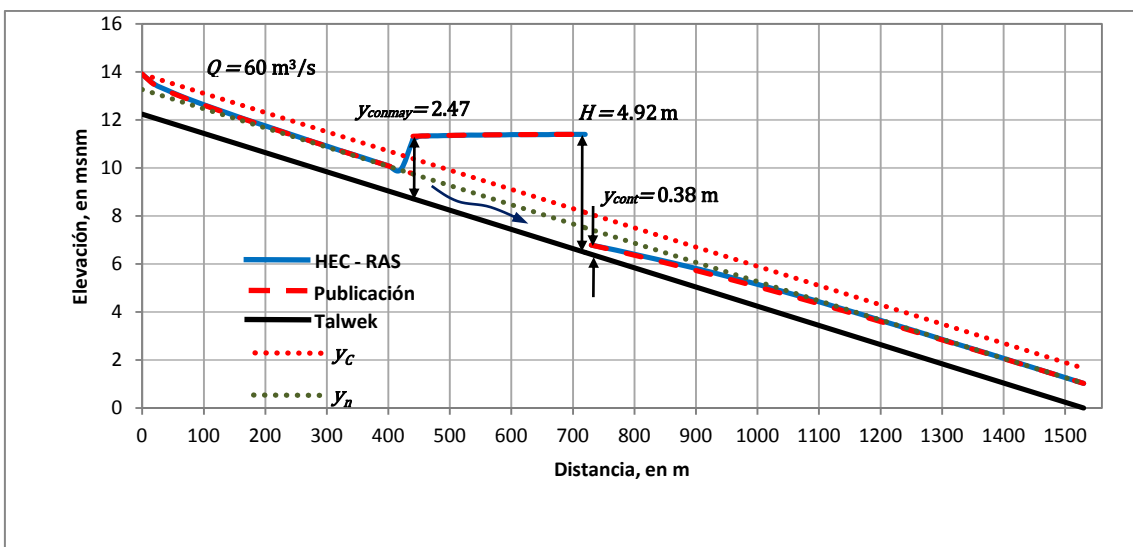


Figura 4.23d Perfiles hidráulicos tipo S

### 4.3 Cálculo de un perfil hidráulico tipo H2 con HEC - RAS

Al emplear un modelo numérico resulta interesante conocer qué tan precisos son los resultados que se obtienen al realizar una simulación; si bien en los ejemplos anteriores se comparó con cálculos realizados con el método de integración directa que es aceptado como exacto, resulta interesante hacer la comparación con mediciones tomadas en un modelo físico. Es por ello que se confronta a continuación el cálculo de un perfil hidráulico tipo *H2*, calculado con el programa HEC – RAS y los resultados obtenidos por Bateman et al (1991), al realizar pruebas sobre un canal de laboratorio y registrar las elevaciones de la cota del agua de un perfil hidráulico tipo *H2*.

Bateman, realizó pruebas en un canal horizontal con descarga libre de 20 metros de largo, con sección transversal rectangular de 0.4 X 0.5 m y para los gastos de 0.02181, 0.03179 y 0.03993 m<sup>3</sup>/s, con la finalidad de determinar la variación del factor de fricción. Con la información de la geometría del canal, el gasto y la rugosidad de Manning calculada por Bateman, se tienen todos los datos necesarios para introducirlos en el programa HEC – RAS y realizar la simulación hidráulica. En la tabla 4.3 se presentan los tirantes del agua medidos en el canal, así como su posición horizontal con respecto al punto de descarga libre, y su respectivo coeficiente de Manning.

$Q=0.02181 \text{ m}^3/\text{s}$		$Q=0.03176 \text{ m}^3/\text{s}$		$Q=0.03993 \text{ m}^3/\text{s}$	
$n=0.01046$		$n=0.01069$		$n=0.01071$	
X [m]	Y [m]	X [m]	Y [m]	X [m]	Y [m]
0	0.0738	0	0.0967	0	0.1110
0.2	0.0741	0.2	0.0939	0.2	0.1166
0.4	0.0781	0.4	0.0975	0.5	0.1156
0.6	0.0781	0.6	0.1027	0.8	0.1184
1	0.0806	1	0.1060	1.4	0.1198
1.4	0.0826	1.4	0.1072	2	0.1237
1.8	0.089	1.8	0.1142	2.7	0.1331
2.75	0.0875	2.75	0.1118	3.5	0.1313
3.7	0.0923	3.7	0.1140	4.5	0.1353
4.55	0.0938	4.55	0.1164	4.8	0.1378
5.45	0.0940	5.45	0.1165	5.4	0.1345
6.4	0.0950	6.4	0.1178	6.3	0.1389
7.3	0.0972	7.3	0.1237	7.2	0.1430
8.2	0.1015	8.2	0.1291	8.1	0.1445
9.1	0.1035	9.1	0.1313	9	0.1473
9.7	0.1048	9.7	0.1304	9.9	0.1493
10.3	0.1033	10.3	0.1296	10.2	0.1490

Tabla 4.3 Elevación de la cota del agua medida en laboratorio

Durante la elaboración del archivo de información geométrica en la ventana **Geometric Data**, conviene definir secciones transversales a las mismas distancias que se registraron las lecturas de la cota del agua en el laboratorio, esto con el fin de hacer una mejor comparación, además de agregar la información de los puntos medidos en el gráfico de los perfiles hidráulicos.

Los puntos medidos de la cota del agua son ingresados en el programa HEC – RAS como puntos observados desde la ventada del flujo y condiciones de frontera (**Steady Flow Data**).

Los perfiles hidráulicos tipo *H2*, se presentan en un régimen del flujo subcrítico, por lo que sólo es necesario establecer la condición de frontera aguas abajo; al final del canal, existe una sección de control ya que se da una descarga libre, así que es válido establecer que en esa sección se presenta el tirante crítico.

En la ventana principal de **Steady Flow Data**, seleccionando **Observed Water Surfaces for Comparison** de la pestaña **Option** aparece una ventana Fig. 4.24 en la cual es posible establecer la elevación de los puntos medidos, asociados a una sección transversal aguas abajo, en este ejemplo dado que coinciden las secciones transversales con los puntos en que fueron tomadas las lecturas del tirante del agua, esa distancia es de 0 m.

Observed Water Surfaces for Comparison					
Observed WS Location					
River	Reach	RS	Dn Dist	PF 1	
1	CANAL	Canal	10.3	0	0.1033
2	CANAL	Canal	9.7	0	0.1048
3	CANAL	Canal	9.1	0	0.1035
4	CANAL	Canal	8.2	0	0.1015
5	CANAL	Canal	7.3	0	0.0972
6	CANAL	Canal	6.4	0	0.095
7	CANAL	Canal	5.45	0	0.094
8	CANAL	Canal	4.55	0	0.0938
9	CANAL	Canal	3.7	0	0.0923
10	CANAL	Canal	2.75	0	0.0875
11	CANAL	Canal	1.8	0	0.089
12	CANAL	Canal	1.4	0	0.0826
13	CANAL	Canal	1	0	0.0806
14	CANAL	Canal	0.6	0	0.0781
15	CANAL	Canal	0.4	0	0.0781
16	CANAL	Canal	0.2	0	0.0741
17	CANAL	Canal	0	0	0.0738

Figura 4.24 Puntos observados asociados al gasto  $Q= 0.02181 \text{ m}^3/\text{s}$

Conviene generar para cada uno de los gastos archivos geométricos independientes, ya que la rugosidad de Manning es diferente para cada uno de ellos, así como elaborar también para cada gasto los archivos del flujo y condicione de frontera, pero asociados todos éstos al mismo proyecto, de esa forma se realiza el análisis hidráulico para cada uno de los gastos asociando su geometría y datos hidráulicos y con ello poder presentar sus resultados, de manera independiente.

En las Figs. 4.25 se presentan los perfiles calculados con HEC – RAS, en los cuales están integrados los puntos de las lecturas tomadas por Bateman (puntos de color rojo, definidos en el archivo de datos del flujo y condiciones de frontera), en dichas figuras se observa la buena calidad que tiene el cálculo del perfil, ya que describe fielmente el comportamiento del flujo.

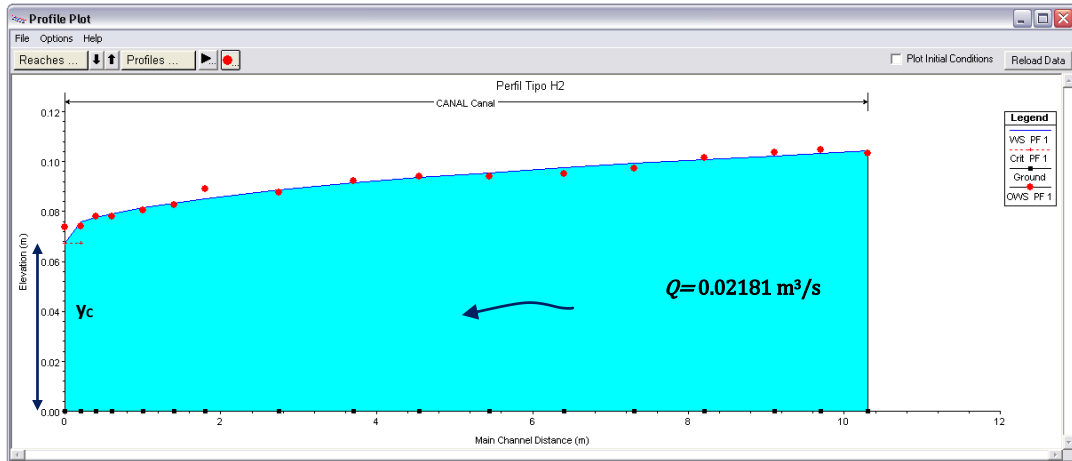


Figura 4.25a Perfil hidráulico para el gasto  $Q= 0.02181 \text{ m}^3/\text{s}$

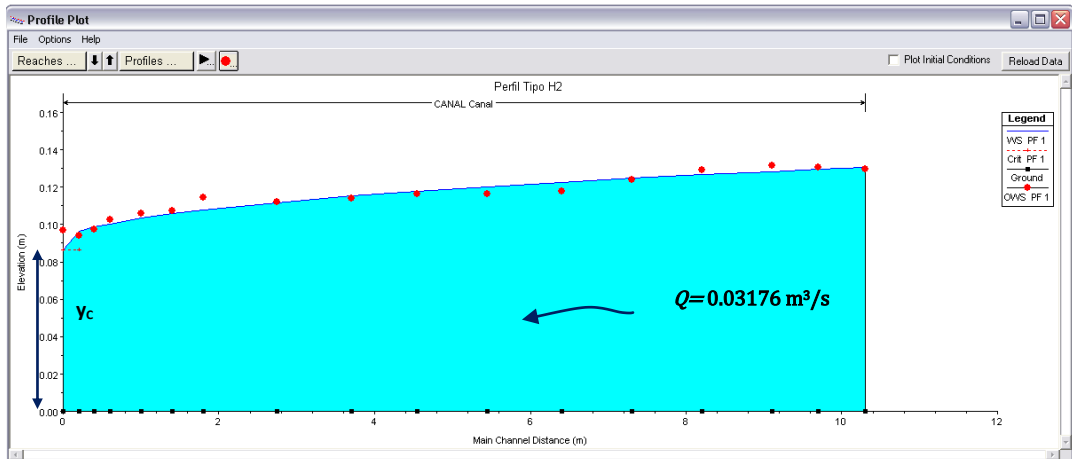


Figura 4.25b Perfil hidráulico para el gasto  $Q= 0.03176 \text{ m}^3/\text{s}$

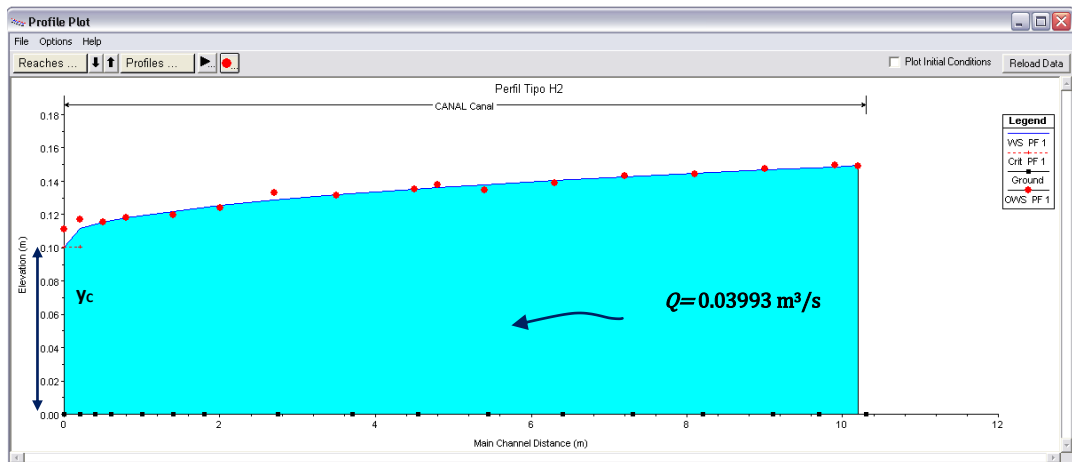


Figura 4.25c Perfil hidráulico para el gasto  $Q= 0.03993 \text{ m}^3/\text{s}$

A pesar de los buenos resultados obtenidos con el programa HEC – RAS, en las Figs. 4.26, se presentan los perfiles hidráulicos obtenidos al emplear los métodos numéricos Runge – Kutta de cuarto orden y Newton – Raphson; en dichas figuras, se aprecia que éstos prácticamente coinciden, y, que a pesar de estar por debajo del calculado con el programa HEC – RAS, las diferencias no son significativas, con lo que se concluye que los resultados obtenidos al emplear HEC – RAS son altamente confiables, aún en las zonas de curvatura del perfil, como sucede cuando éste se acerca del tirante crítico (perfiles  $H2$ ,  $M2$  y  $S3$ ).

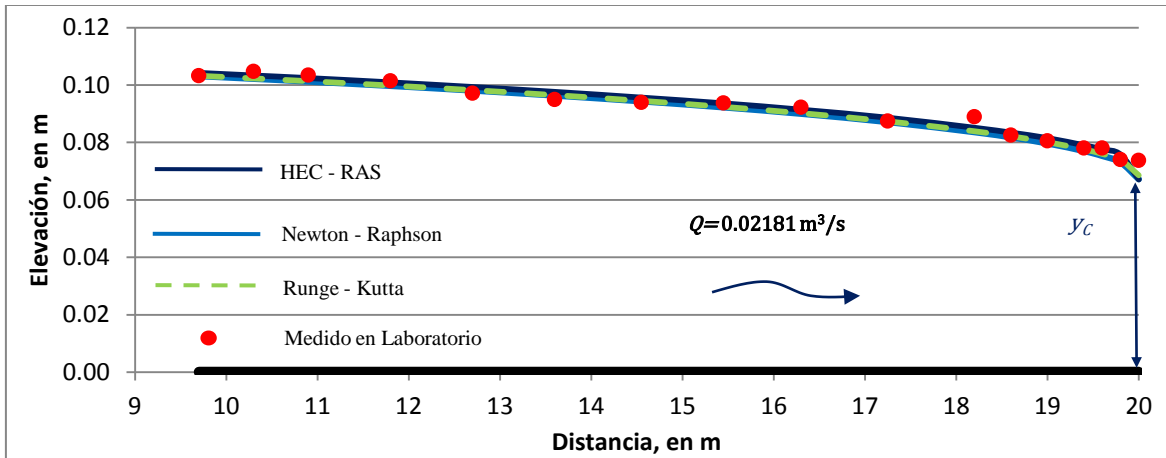


Figura 4.26a Perfil hidráulico para el gasto  $Q=0.02181 \text{ m}^3/\text{s}$

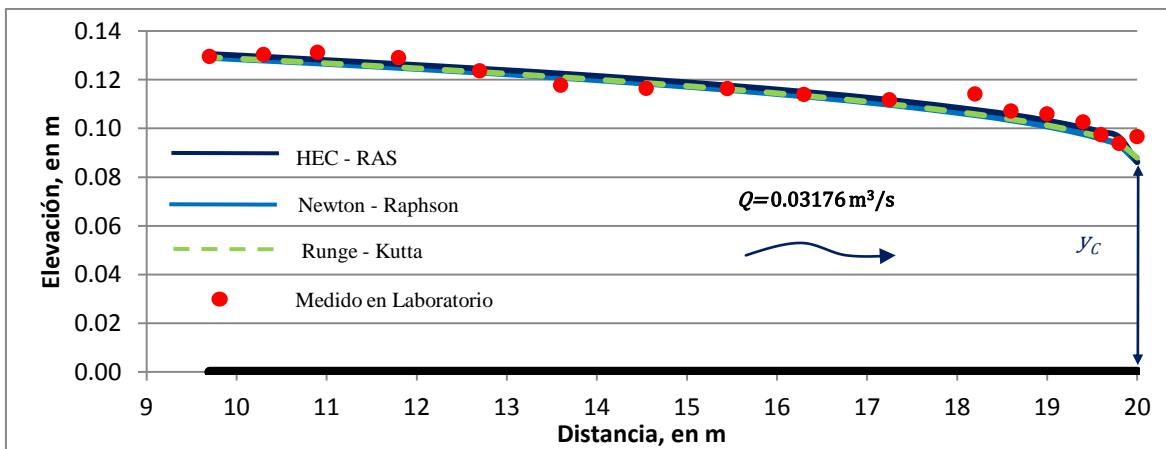


Figura 4.26b Perfil hidráulico para el gasto  $Q=0.03176 \text{ m}^3/\text{s}$

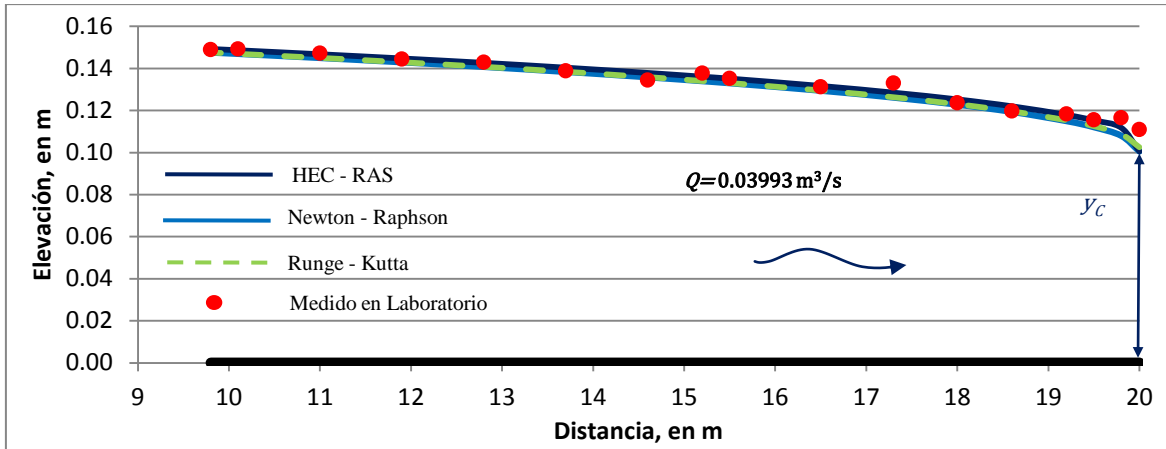


Figura 4.26c Perfil hidráulico para el gasto  $Q= 0.03993 \text{ m}^3/\text{s}$

#### 4.4 Problema de lagos y canales con HEC - RAS

En los problemas anteriores el gasto era un dato, pero en ocasiones, éste es necesario calcularlo. El problema que se presenta a continuación fue tomado del libro *“Open Channel Flow”* (ver Henderson 1966, pág. 124) en él, es preciso calcular el gasto teniendo en cuenta el nivel del agua en cada uno de los lagos que se encuentran en los límites inferior y superior del canal. El problema originalmente está planteado en el sistema de unidades inglés, y, aunque en el programa HEC – RAS es posible trabajarlo de esa manera, se optó por manejar el sistema internacional de unidades en todo el trabajo de tesis.

Los datos y el diagrama que describen el problema son los siguientes, ver figura 4.27:

En un canal de sección rectangular, con un ancho de base  $b= 9.144 \text{ m}$  y una rugosidad de Manning  $n= 0.014$ . Se requiere valuar el gasto  $Q$ , además de calcular el perfil del agua y determinar si se presenta un salto hidráulico; de ser así, ubicar si éste se tiene aguas arriba o aguas abajo del punto B.

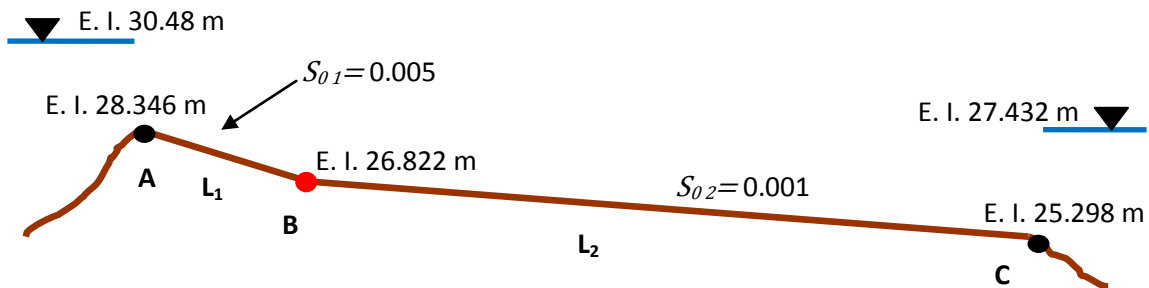


Figura 4.27 Esquema del canal con lagos en los extremos

El archivo geométrico está integrado por el esquema del canal, sus secciones transversales y dos lagunas; la que se encuentra en el extremo superior del canal y la del extremo inferior del mismo. La geometría de las secciones transversales es la misma a lo largo del canal, por lo que será suficiente con definir las secciones marcadas con los puntos A, B y C de la Fig. 4.27.

Se sabe que

$$S_0 = \text{sen } \theta = \frac{z_2 - z_1}{L}$$

por lo tanto, para el tramo AB

$$L_1 = \frac{z_A - z_B}{S_{01}} = 304.8 \text{ m}$$

y el tramo BC

$$L_2 = \frac{z_B - z_C}{S_{02}} = 1524 \text{ m}$$

donde:

$L_1$  longitud que hay entre los puntos A y B, en m

$L_2$  longitud que hay entre los puntos B y C, en m

$z$  elevación, en m

Se interpolan secciones con un  $\Delta x = 10$  m, si bien hasta este momento no se tiene certeza del tipo del perfil que se obtendrá al hacer la simulación hidráulica, ésta es una buena distancia entre secciones para apreciar con buena calidad el perfil hidráulico, además, que la interpolación de secciones no implica ninguna dificultad, y al tratarse de un análisis en régimen permanente y de acuerdo a las dimensiones del canal, tampoco aumenta el consumo de recursos de computo durante la simulación.

No se ahonda en la introducción de los datos puesto que se hizo con detalle en los ejemplos anteriores, al menos lo que respecta a la definición del canal y sus secciones transversales, no así al establecimiento de lagos e información que definen el volumen de ellos.

Partiendo de tener el esquema del canal y las secciones trasversales que lo definen, la manera en la que se dibujan los lagos es la siguiente: se oprime el botón **Storage Area** ubicado en la parte superior de la ventana **Geometric Data**, el cursor se convierte en un lápiz con el cual se van dibujando segmentos consecutivos que definen un polígono; haciendo clic con el botón izquierdo del ratón se puntualizan los vértices y haciendo doble clic con el botón izquierdo del ratón se cierra el polígono, al terminar, aparece una ventana en la que el usuario debe ingresar un nombre que identifique a la laguna. En la Fig. 4.28, se pueden apreciar tanto el canal con sus secciones transversales a cada 10 m así como los lagos en el límite superior e inferior del mismo.

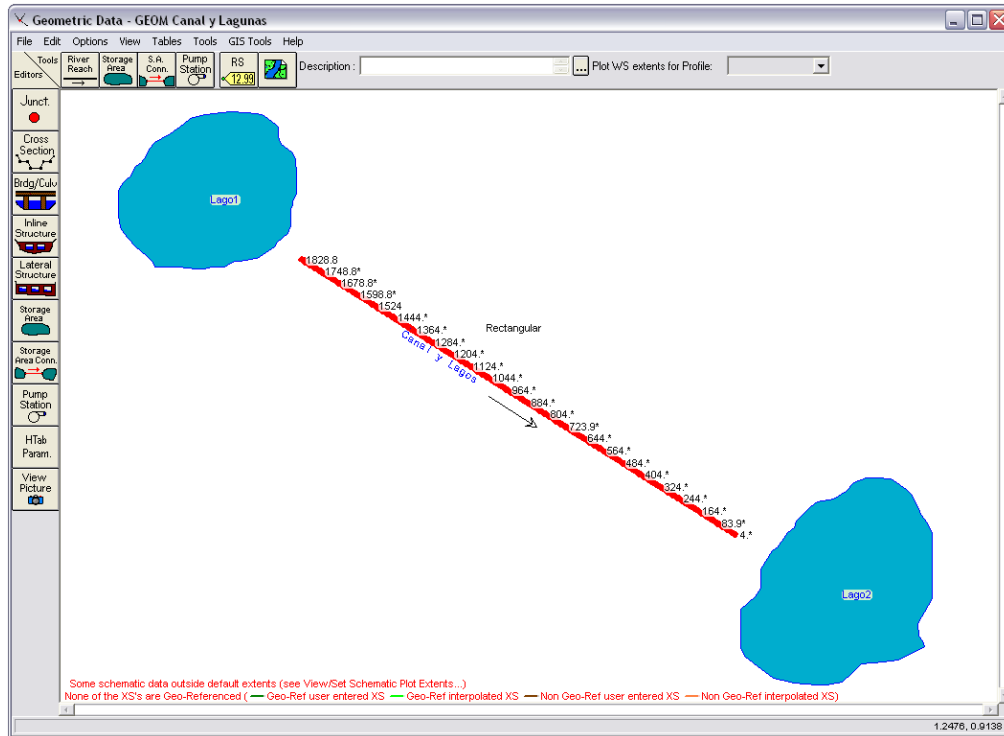


Figura 4.28 Datos Geométricos

Para definir la conexión entre el canal y las lagunas basta con desplazar los puntos extremos hacia el interior del área que define a los lagos, esto es posible mediante la opción **Move Object** de la pestaña **Edit** del menú principal de la ventana **Geometric Data**, al seleccionar esta opción con ayuda del cursor se desplazan los nodos del sistema, los cuales pueden ser tanto los que definen la poligonal de los lago, así como las márgenes derecha o izquierda de las secciones transversales del canal o los puntos inicial o final del mismo. En la siguiente Fig. 4.29, se aprecia la conexión de las lagunas con los extremos superior e inferior del canal, un detalle a corroborar para verificar que ha sido correctamente establecida la unión, es que, en las secciones tanto superior como inferior deberá aparecer un nodo de color negro.



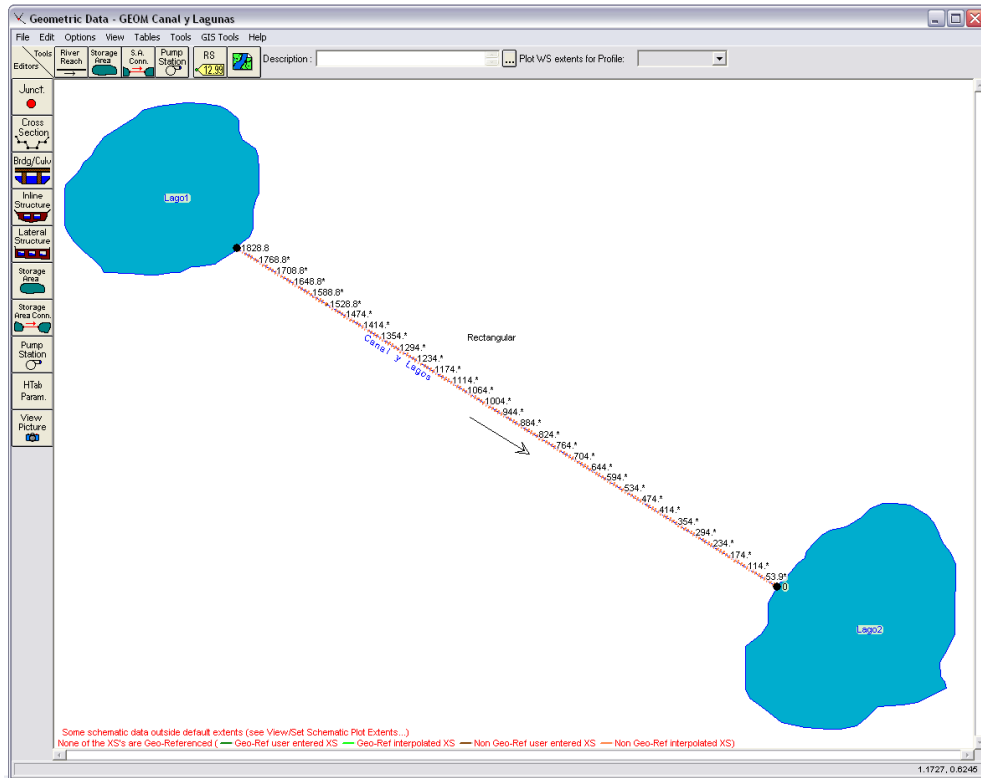
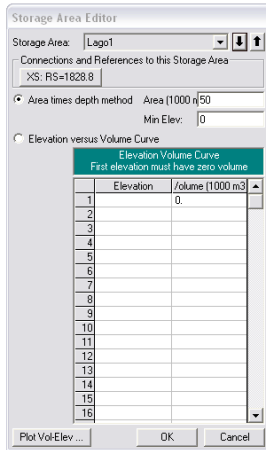


Figura 4.29 Unión del canal con las lagunas

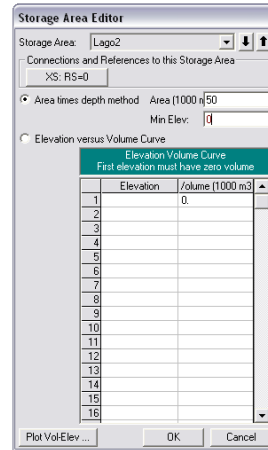
Las lagunas han sido delineadas, pero hasta este momento tan solo son una representación grafica; para definir sus propiedades y capacidades es necesario establecerlas desde la ventana **Storage Area Editor**, Figs. 4.30 que aparece al oprimir el botón **Storage Area** en la barra del lado izquierdo de la ventana **Geometric Data**. Se disponen de dos opciones para ingresar la información que indica la capacidad de los lagos, en la primera se establece un área en miles de metros cuadrados, y una elevación mínima; el volumen del lago es calculado como el producto del área por la elevación de la superficie del agua. La segunda opción es ingresar una curva Elevaciones – Volúmenes.

Debido a que en este ejemplo sólo se dispone de las elevaciones del Lago1 (30.48 m) y del Lago2 (27.432 m) la capacidad de las lagunas serán definidas con un área constante de 50 000 m<sup>2</sup> y una elevación mínima de 0 m para ambas (ver Figs. 4.30a y b), también dentro de la ventana **Storage Area Editor** es posible apreciar el tipo de conexión; para el ejemplo, las secciones transversales con cadenamamiento **RS= 1828.8** y **RS= 0** respectivamente para los Lagos 1 y 2.

La elevación de la superficie del agua en los lagos se define desde la ventana de datos del flujo y condiciones de frontera como se muestra más adelante, en este momento los datos geométricos están definidos y es conveniente guardarlos y asociarlos al proyecto definido en la ventana principal del programa HEC – RAS.



a) Edición del Lago 1



b) Edición del Lago 2

Figura 4.30

Para elaborar el archivo del flujo en la ventana de **Steady Flow Data** es necesario definir el gasto para el que se calculará el perfil hidráulico, pero éste es una incógnita en el problema tratado, antes es necesario establecerlo. De acuerdo a los niveles de los lagos resulta obvio que el flujo se da del Lago1 al Lago2, por lo tanto el Lago1 rige la descarga en el canal; con la información disponible se tiene que establecer una hipótesis ya sea que la pendiente sea fuerte y con ello en el extremo superior denotado con el punto A Fig. 4.27 se presente una sección de control, o, asumir que la pendiente es suave y que el nivel de la superficie del agua en el lago cae gradualmente hacia la línea del tirante normal.

Considerando que la pendiente del canal es fuerte y que en el punto A se tiene una sección de control, se deben satisfacer en ese punto tanto la ecuación del flujo crítico como la ecuación de la energía:

$$Fr^2 = \frac{Q^2}{A_c^2 g D_c} = \frac{Q^2 T_c}{g A_c^3} = 1$$

$$E_{lago1} = y_c + \frac{Q^2}{A_c^2 2g}$$

donde:

$y_c$  tirante crítico, en m

$T_c$  ancho de la superficie del canal en función del tirante crítico, en m

$E_{lago1}$  distancia vertical entre la superficie del Lago1 y la elevación de la base de la sección transversal a la entrada del canal (punto A de la Fig. 4.27), en m

Resolviendo simultáneamente las dos ecuaciones anteriores, se obtienen los valores de  $Q = 48.616 \text{ m}^3/\text{s}$  y  $y_c = 1.423 \text{ m}$ , con ello se tiene la información necesaria para realizar la simulación hidráulica y verificar la hipótesis hecha.

En la ventana de datos del flujo y condiciones de frontera, como se mencionó anteriormente, se definen las elevaciones de la superficie del agua en los lagos, información necesaria para realizar la simulación hidráulica. Para ello se selecciona **Storage Area Elevations** que se encuentra en la pestaña **Options** en la ventana **Steady Flow Data**, ver Fig. 4.31, en dicha ventana se establece la elevación del Lago1= 30.48 m y del Lago2 = 27.432 m, que son datos y condiciones de frontera que definen el problema.

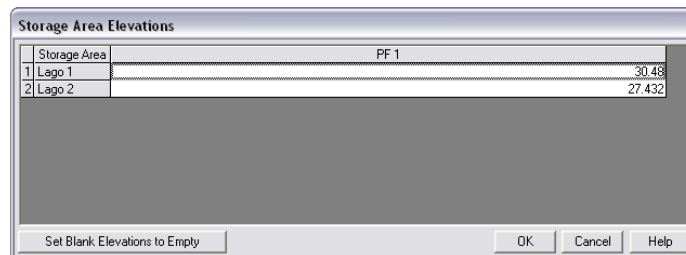


Figura 4.31 Elevación de la superficie de los lagos

En la Fig. 4.32 se aprecian las condiciones de frontera aguas arriba y aguas abajo del canal, el Lago1 y el Lago2 respectivamente, que son consideradas como condiciones internas del sistema hidráulico y no se pueden modificar.

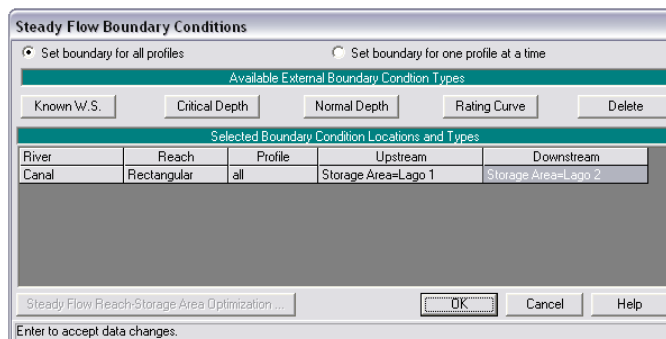


Figura 4.32 Condiciones de frontera

Establecidos los datos geométricos y del flujo, se realiza la simulación hidráulica para ver los resultados y verificar si la hipótesis hecha es correcta. Al considerar una sección crítica a la entrada del canal, se esperará obtener un perfil hidráulico tipo S2 en el tramo AB y dependiendo del régimen del flujo en el tramo BC, la presencia de un salto hidráulico.

En la Fig. 4.33 se muestra el perfil hidráulico del canal, en él se aprecia que la hipótesis hecha es correcta, ya que se presenta un perfil S2, y que debido a un cambio de régimen en el flujo en el tramo BC, existe un salto hidráulico aguas arriba del punto B. Para corroborar lo antes dicho y

localizar con precisión la ubicación del salto hidráulico, es conveniente ver las tablas de resultados, así como las advertencias, errores y notas que da el programa al realizar la simulación hidráulica.

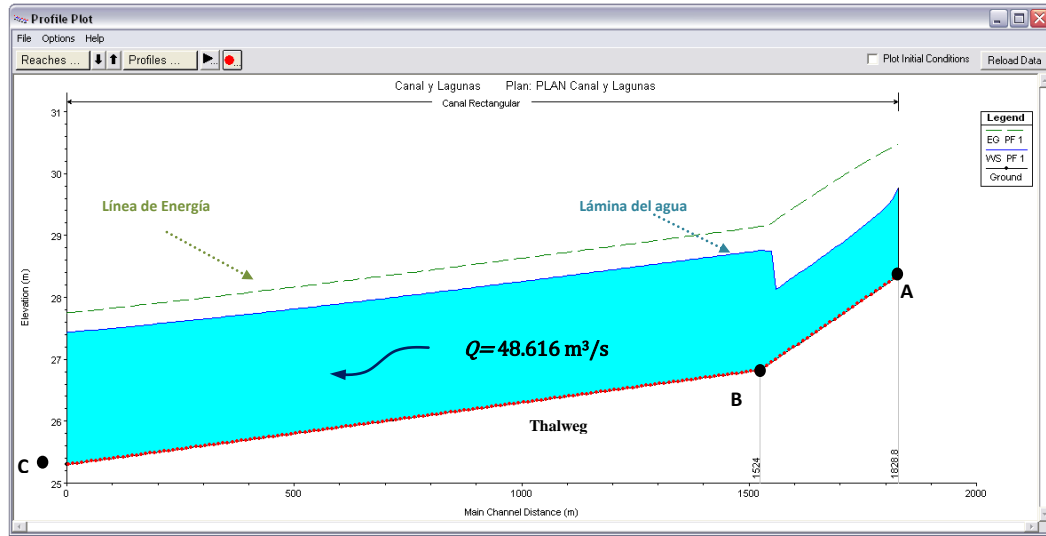


Figura 4.33 Perfil hidráulico del canal

La sección transversal del punto A, es de particular importancia para comprobar que los resultados que proporciona el programa son verdaderos; en la ventana **Cross Section Output** (ver Fig. 4.34), que se encuentra en la pestaña **View** del menú principal de programa HEC – RAS se dispone de una tabla que presenta un resumen de los parámetros hidráulicos de cada una de las secciones transversales, tanto las que fueron definidas como las interpoladas.


Element	Left OB	Channel	Right OB
E.G. Elev (m)	30.48		
Vel Head (m)	0.71	0.014	
W.S. Elev (m)	29.77	10.00	10.00
Crit W.S. (m)	29.77		13.00
E.G. Slope (n/m)	0.002463		
Q Total (m³/s)	48.62		48.62
Top Width (m)	9.14		9.14
Vel Total (m/s)	3.74		3.74
Max Ch Depth (m)	1.42		1.42
Conv. Total (m³/s)	979.7		979.7
Length W/d. (m)	10.00		11.99
Min Ch El (m)	28.35		26.18
Alpha	1.00		
Frictn Loss (m)		218.90	0.00
C & E Loss (m)			31.30
			16.72

Errors, Warnings and Notes

**Warning:** User specified water surface is not possible for the specified flow regime. The program used critical depth as the starting water surface.

Figura 4.34 Tabla de resumen de resultados

En la tabla de resumen de resultados Fig. 4.34 se corrobora la hipótesis establecida, ya que el programa HEC – RAS, de acuerdo al régimen del flujo considera al tirante crítico para establecer la cota del agua en el punto A, además que la energía corresponde a la elevación de la superficie del Lago1.

Para ubicar el salto hidráulico, la mejor forma es revisar la tabla **Errors Warnings and Notes for Plan** ventana disponible presionando el botón , que se encuentra en la barra principal del programa HEC – RAS. Como podemos apreciar, la nota referente al salto hidráulico indica que éste se encuentra entre la sección con identificador **RS=1548.5** y la anterior aguas arriba. En la Fig. 4.36 se presenta una ampliación del tramo en el que se localiza el salto hidráulico.

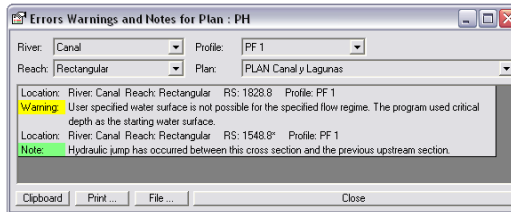


Figura 4.35 Tabla de errores, advertencias y notas.

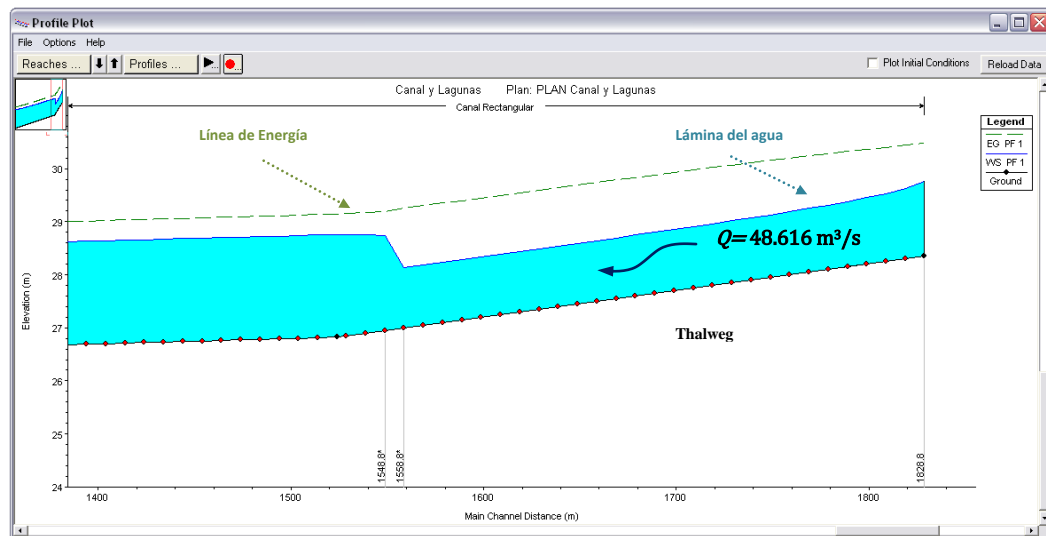


Figura 4.36 Detalle del tramo donde se presenta el salto hidráulico.

Otra manera en la que se podría resolver el problema para determinar el gasto sin plantear y resolver ningún sistema de ecuaciones, sería iterar con diferentes gastos y para cada uno de ellos calcular su correspondiente perfil hidráulico, dado que los niveles de la superficie del agua en los lagos establecen las condiciones de frontera tanto aguas arriba, como aguas abajo, la solución sería aquel gasto para el cual, la energía en la sección del punto A, tenga el valor de la elevación de la superficie libre del Lago1 y que la cota del agua del perfil hidráulico en la sección transversal del punto C, tenga la elevación de la superficie del Lago2.

#### 4.5 Problema de distribución de gastos en una bifurcación con HEC – RAS

En los sistemas de canales y ríos es de particular importancia conocer la distribución del gasto en bifurcaciones. El ejemplo que se presenta a continuación pretende comprobar que el programa HEC – RAS calcula de manera correcta la división del flujo en una bifurcación.

Para ello se plantean dos escenarios:

- 1.- El Canal1 se bifurca en dos brazos idénticos (Canal2 y Canal3) con el mismo nivel aguas abajo, por lo tanto, el gasto en los Canales2 y 3 es el mismo (ver Fig. 4.37).
- 2.- El nivel del Lago1 es tal, que el gasto en el Canal2 es cero.

El sistema hidráulico que se modela, consiste de tres canales prismáticos con pendiente 0.001 y rugosidad de Manning  $n=0.02$ ; el Canal1, es rectangular de 20 m de ancho y 2000 m de longitud, por él, ingresa un gasto de  $100 \text{ m}^3/\text{s}$ ; los Canales2 y 3, son rectangulares de 10 m de ancho y longitud de 1000 m cada uno, al final de los mismos, se encuentran los Lagos1 y 2 respectivamente (ver Fig. 4.37).

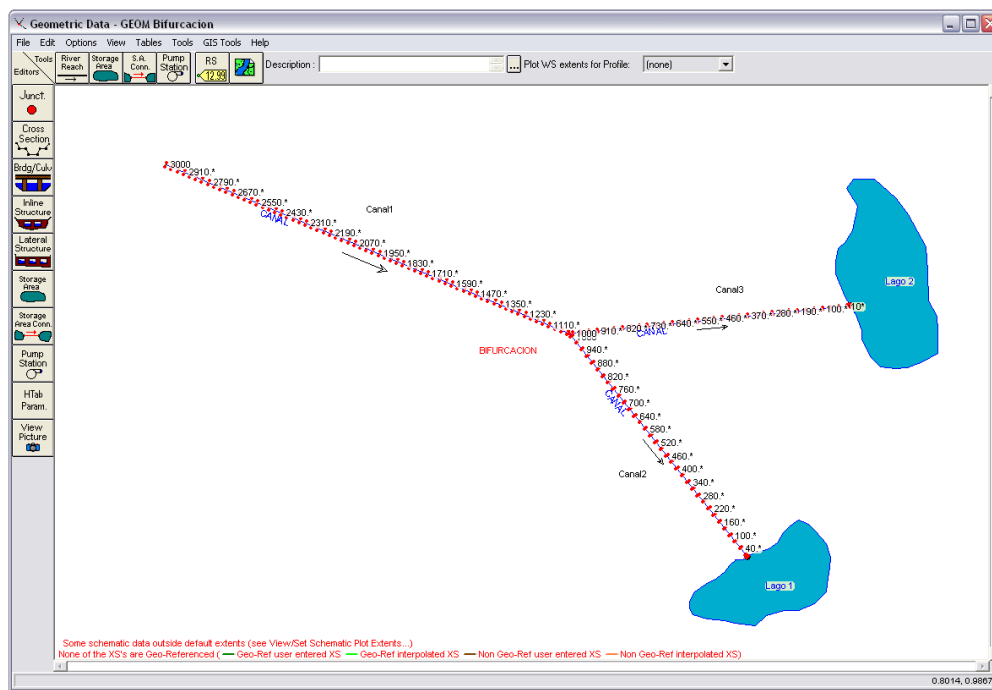


Figura 4.37 Archivo geométrico de la bifurcación

En la figura anterior se presenta la ventana **Geometric Data**, en la cual, se ha introducido toda la información geométrica que define al sistema hidráulico; el criterio para definir el volumen de los lagos fue el de áreas, siendo el área de cada uno de ellos de  $10\,000 \text{ m}^2$  y la elevación mínima de los mismos  $0 \text{ m}$ , que coincide con la elevación de las plantillas en las secciones transversales con **RS: 0**, de los Canales2 y 3; se interpolaron secciones transversales a cada  $30 \text{ m}$  y la distancia que hay entre las secciones que se encuentran próximas a la bifurcación es de  $20 \text{ m}$  tal y como se describe en los párrafos siguientes.

Para definir una bifurcación o una confluencia de cauces, el primer paso es delinear los tramos de los ríos o canales que lo conforman, respetando los sentidos del flujo; en la Fig. 4.38, se aprecian los Canales1, 2 y 3, que componen el sistema hidráulico, éstos, inicialmente se encuentran separados y para unirlos basta con emplear la herramienta **Move Object**, de la pestaña **Edit** del menú principal de la ventana **Geometric Data**, para desplazar los nodos iniciales de los Canales2 y 3 al nodo final del Canal1, al realizar esta acción, aparece una ventana en la que se requiere asignar un nombre a la unión (para el ejemplo BIFURCACION), ver Fig. 4.39a, al desplazar los dos nodos queda establecida la unión, y un rasgo que verifica lo antes dicho es la aparición de un nodo de color rojo (ver Fig. 4.39b).

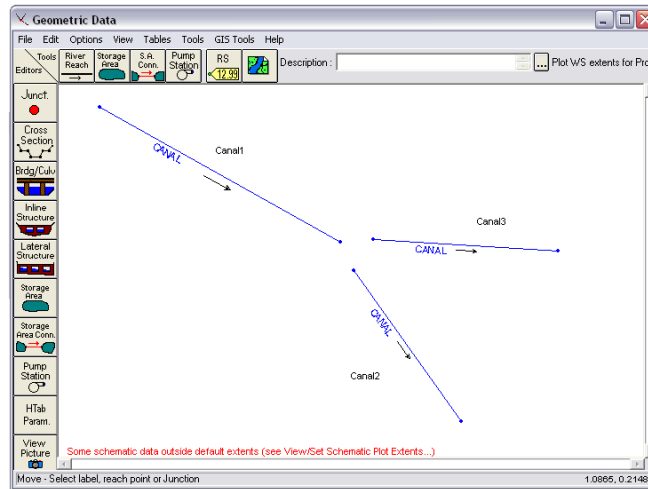
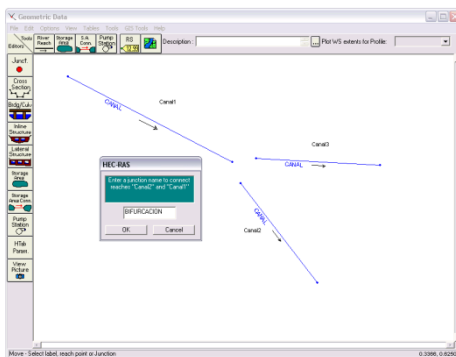
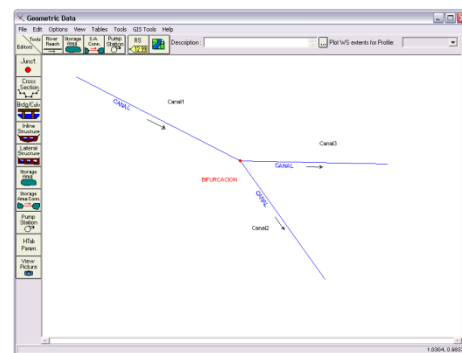


Figura 4.38 Trazo de los Canales 1, 2 y 3



a) Establecimiento del nombre de la unión



b) Definición de la bifurcación

Figura 4.39

Para ingresar la información y geometría de las secciones transversales se trabajan los canales individualmente; establecidas las secciones transversales que definen la geometría de los Canales1, 2 y 3, es necesario editar e introducir las características que precisan a la bifurcación, ello es posible mediante la ventana **Junction Data** disponible presionando el botón **Junct** que se encuentra en la barra derecha de la ventana principal **Geometric Data**, en dicha ventana se definen las distancias que guardan las secciones transversales próximas a la bifurcación, así como la elección del criterio para

modelar la unión, ya sea empleando la ecuación de la energía (Energy) o impulso y cantidad de movimiento (Momentum). La ecuación de la Energía no considera el efecto del ángulo que forman los canales o ríos, ya sea en una bifurcación o una confluencia y debido a que en la mayoría de los casos la cantidad de la pérdida de energía debido al ángulo que forman los cauces en una confluencia o una bifurcación es despreciable, se considera que el empleo de la ecuación de la Energía es adecuada para este ejemplo, ver Fig. 4.40.

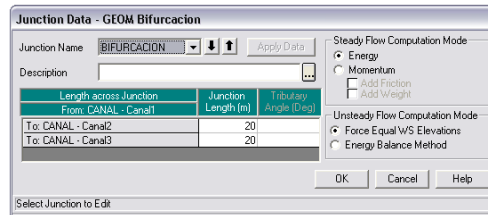


Figura 4.40 Ventana de datos en confluencias

El primer escenario que se planteo es que la distribución del gasto que pasa por el Canal1 es del 50% para los Canales2 y 3, por lo tanto, si ingresan  $100 \text{ m}^3/\text{s}$  por el Canal1, en los Canales2 y 3 ingresarían  $50 \text{ m}^3/\text{s}$  respectivamente. Debido a que se definieron los Lagos1 y 2 al final de los canales, el nivel de la lámina del agua que tengan éstos, establecen la condición de frontera aguas abajo y de acuerdo al valor de la pendiente es válido hacer la suposición de que el régimen del flujo es subcrítico, con lo cual se tiene la información necesaria para realizar la simulación hidráulica, solo bastaría establecer la elevación a la que se encuentran los lagos, la cual será de 1.5 m para ambos, esperando obtener perfiles hidráulicos similares por los Canales2 y 3.

En la tabla de datos del flujo y condiciones de frontera es necesario establecer los gastos que ingresan en cada uno de los canales, si bien el propósito del ejemplo es que el programa HEC – RAS resuelva correctamente la distribución de gastos en la bifurcación, es preciso proponer una distribución inicial que cumpla con continuidad como punto de partida para realizar las iteraciones necesarias hasta encontrar la distribución correcta, en la Fig. 4.41, se muestra la distribución propuesta, la cual está muy alejada de la solución.

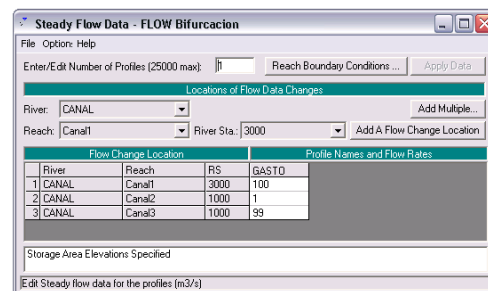


Figura 4.41 Ventana de datos de flujo y condiciones de frontera

Antes de realizar la simulación hidráulica en la ventana **Steady Flow Analysis**, es preciso seleccionar la opción **Optimize** en la pestaña correspondiente a uniones ver Fig. 4.42, esta ventana se activa



seleccionando **Flow Optimizations** en el desplegado de **Options** de la ventana principal **Steady Flow Analysis**.

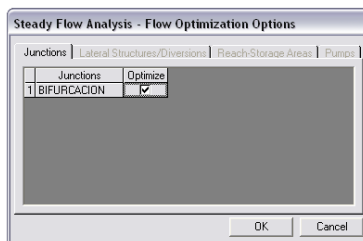


Figura 4.42 Ventana de optimización del flujo

La ejecución de la simulación hidráulica toma más tiempo en relación al empleado en los ejemplos anteriores, debido al número de iteraciones que requiere realizar hasta obtener el equilibrio en la energía específica, y elevación de la lámina del agua en las secciones transversales próximas a la bifurcación, de acuerdo a tolerancias razonables.

En la Fig. 4.43 se muestra el perfil hidráulico calculado al realizar la simulación hidráulica, como se aprecia, la suposición respecto al régimen del flujo en los canales es correcta y de acuerdo a los niveles de los Lagos1 y 2, los perfiles hidráulicos de los Canales2 y 3 son idénticos, siendo estos del tipo *M2*.

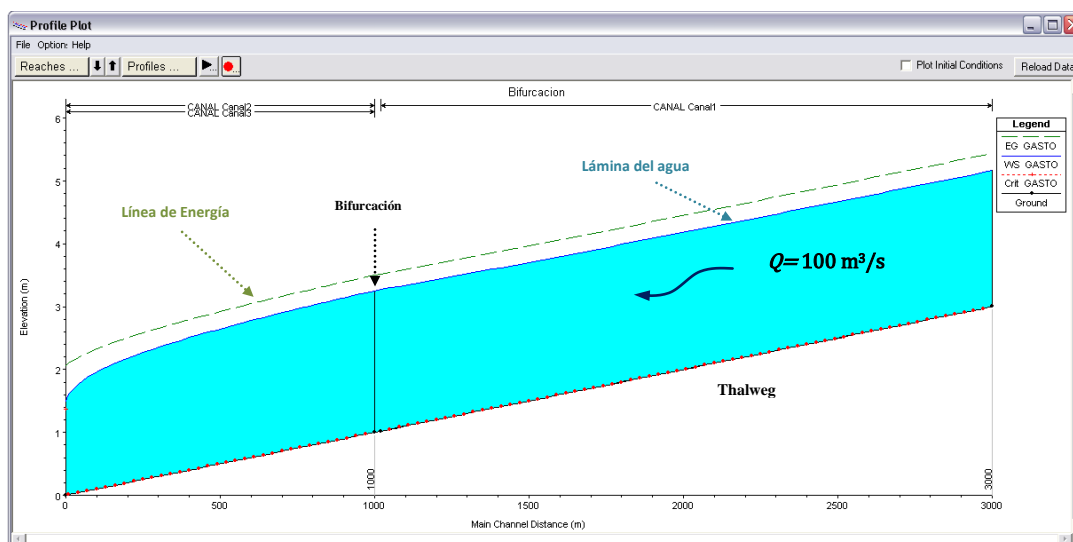


Figura 4.43 Perfil hidráulico de los Canales1, 2 y 3

Para ver los resultados de la distribución del gasto que obtuvo el programa HEC – RAS al hacer la simulación hidráulica es conveniente hacerlo desde la ventana **Profile Output Table**, seleccionando **Junction** en la pestaña **Std. Tables** (ver Fig. 4.44), para obtener sólo los resultados que corresponden a las secciones próximas a la bifurcación. En dicha tabla se puede apreciar que tanto los niveles de la lámina del agua así como la energía son idénticos para los Canales2 y 3, y que por cada uno de ellos

ingresa un gasto de  $50 \text{ m}^3/\text{s}$ , resultados que se esperaban obtener y con lo que se confirma que el programa realiza de manera correcta la distribución de gastos para el primer escenario planteado.

Reach	River Sta	Profile	W.S. Elev (m)	E.G. Elev (m)	Q Total (m³/s)
Canal1	1020	GASTO	3.27	3.52	100.00
Junction: BIFURCACION					
Canal2	1000	GASTO	3.25	3.50	50.00
Canal3	1000	GASTO	3.25	3.50	50.00

Figura 4.44 Distribución de gastos en la bifurcación

En el segundo escenario se busca que no exista distribución del gasto en la bifurcación, esto implica que el gasto que entra por el Canal1 sea el que circula por el Canal3, y para ello la condición de frontera que es sensible y que interviene de manera directa con la distribución del gasto es el nivel de los lagos, es por ello que para presentarse el escenario antes mencionado se realiza la simulación hidráulica elevando la cota de la lámina del agua en el Lago1, manteniendo la elevación 1.5 m de la cota del agua en el Lago 2, hasta que el flujo por el Canal2, sea de  $0 \text{ m}^3/\text{s}$  y que por el Canal3, pasen los  $100 \text{ m}^3/\text{s}$  que ingresan por el Canal1.

Después de realizar varias simulaciones para diferentes elevaciones en la cota del agua en el Lago2, se llega al resultado esperado para una elevación de 4.94 m, en la Fig. 4.45 se aprecia que no existe un gradiente de energía que permita el flujo del agua por el Canal2 lo cual se constata en la tabla **Profile Output Table**, de la Fig. 4.46, con los resultados obtenidos se cumplen con los escenarios establecidos y verifica que el programa HEC – RAS, calcula de manera correcta la distribución de gastos en una bifurcación.

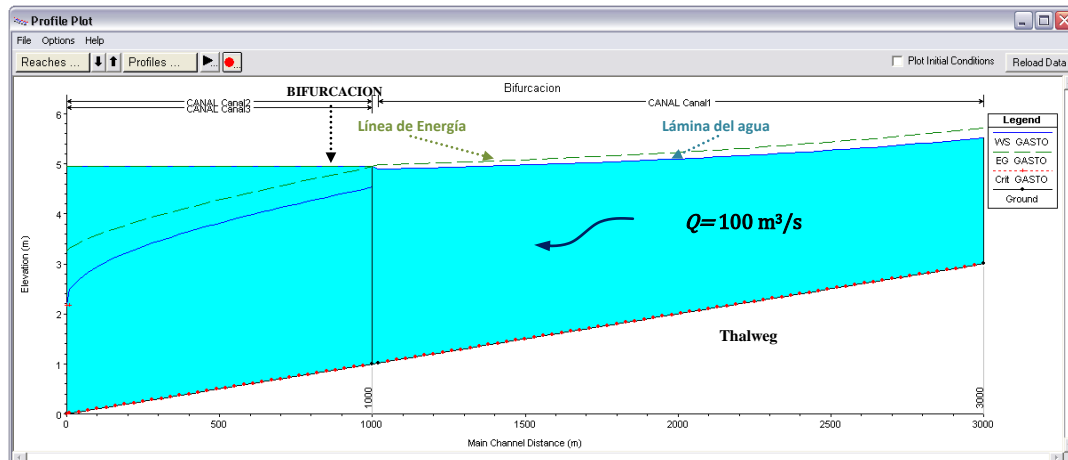


Figura 4.45 Perfil hidráulico de los Canales1, 2 y 3

Reach	River Sta	Profile	W.S. Elev (m)	E.G. Elev (m)	Q Total (m <sup>3</sup> /s)
Tramo 1	1000	GASTO	4.90	4.98	100.00
Junction:	BIFURCACION				
Tramo 2	1000	GASTO	4.94	4.94	0.00
Tramo 3	1000	GASTO	4.53	4.94	100.00

Figura 4.46 Distribución de gastos en la bifurcación

Un caso particular dentro de este análisis es que el nivel del agua en el Lago1 sea tal que el flujo se invierta presentándose en el Canal2 un perfil con pendiente adversa, para ello se propone que la cota del agua en el Lago1 se encuentre a la elevación 5 m; el programa HEC – RAS no permite el cálculo de gastos negativos, es decir, que la dirección del flujo sea contraria al establecido al definir el tramo en la ventana **Geometric Data**, por ello, es necesario redefinir su orientación; de esta forma, el análisis del sistema pasa a ser el de una confluencia en el que los gastos que se presentan por los Canales1 y 2 conforman el que circula por el Canal3.

Suponiendo que por el Canal1 ingresa un gasto de 1 m<sup>3</sup>/s, el gasto que circula por el Canal3 es igual a la suma del gasto aportado por el Canal1 más el gasto que ingresa por el Canal2, este último en función del nivel del Lago1, para determinarlo, se procede iterando con diferentes caudales hasta llegar a aquel con el que se tiene la energía específica en la sección con **RS: 0** igual a 5 m ( $Q = 78.9$  m<sup>3</sup>/s), durante las iteraciones se mantuvo como condición de frontera en la desembocadura del Canal3 la elevación del Lago2 de 1.5 m; en las Figs. 4.47a y b se presenta los perfiles hidráulicos.

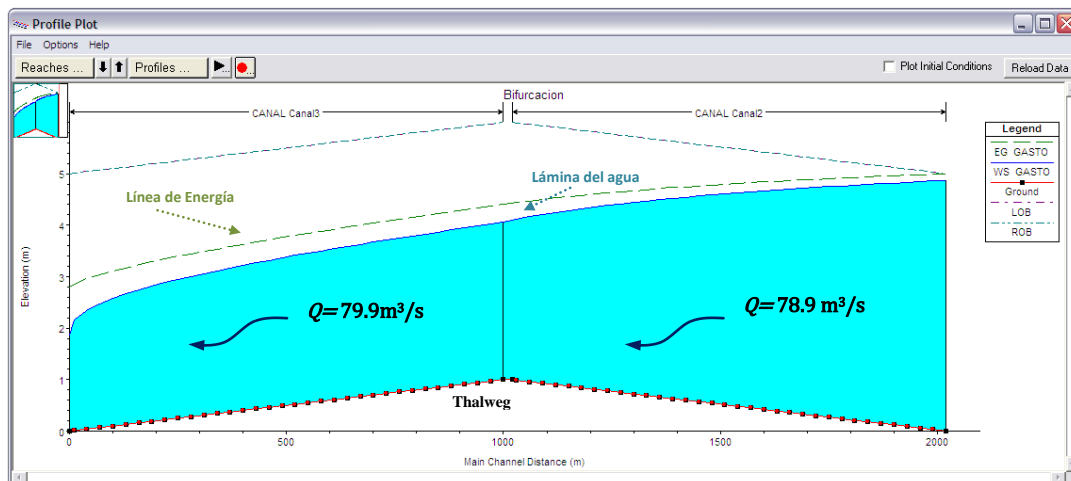


Figura 4.47a Perfiles hidráulicos en los Canales 2 y 3

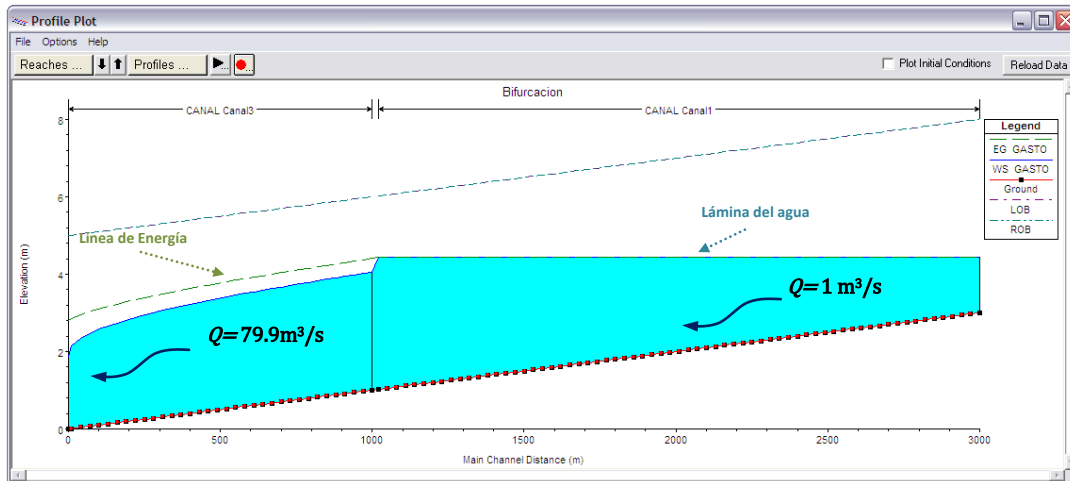


Figura 4.47b Perfiles hidráulicos en los Canales1 y 3

En las figuras anteriores se aprecia que el perfil hidráulico que se calcula en el Canal2 tiende a ser del tipo A2, el perfil en el Canal1 del tipo M1 y en el Canal3 del tipo M2.

#### 4.6 Análisis del funcionamiento del sistema hidráulico de la laguna “La Gasera”

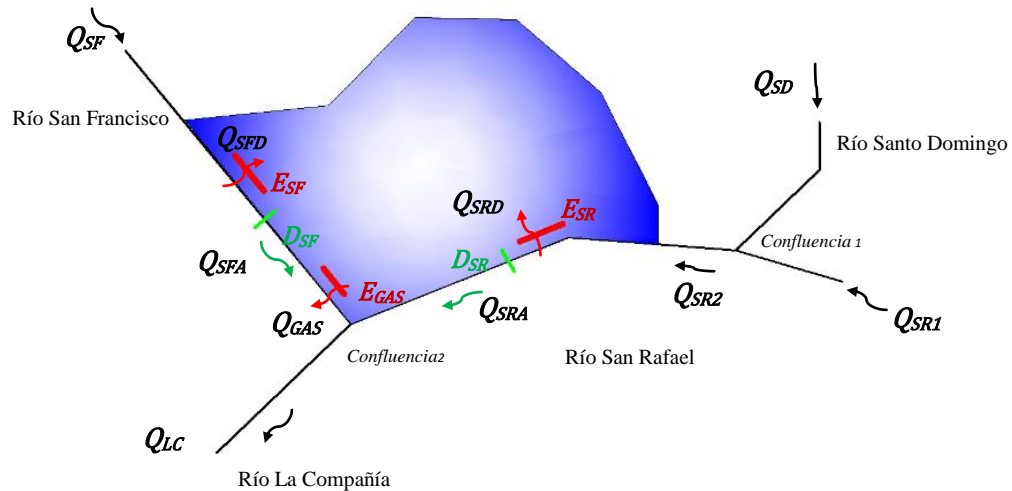
El sistema hidráulico de la laguna “La Gasera” se encuentra al oriente de la ciudad de México, y destaca por su importancia para regular avenidas y evitar inundaciones en la zona de Chalco. En el sistema se encuentran dos confluencias, una laguna de regulación a la cual vierten dos ríos por medio de estructuras laterales, dos diques, la estructura de descarga de la laguna y tres puentes de los cuales en dos hay alcantarillas, se requiere estudiar su funcionamiento hidráulico.

Como se ha visto en las páginas anteriores, el programa HEC – RAS, es muy flexible ya que cuenta de una gran variedad de opciones para modelar sistemas hidráulicos complejos e integrar en ellos estructuras hidráulicas.

En la Fig. 4.48 se muestra un esquema del sistema hidráulico, el cual, funciona como sigue:

Por los ríos San Francisco, Santo Domingo y San Rafael ingresan los caudales  $Q_{SF}$ ,  $Q_{SD}$  y  $Q_{SR1}$  respectivamente que provienen del escurrimiento de sus cuencas; el gasto  $Q_{SF}$  llega a la estructura derivadora San Francisco  $E_{SF}$  que está formada por un dique  $D_{SF}$  que cierra el cauce, éste, tiene una alcantarilla de sección cuadrada; en caso de que el gasto  $Q_{SF}$  exceda la capacidad de descarga de la alcantarilla, una parte  $Q_{SFA}$  pasa por la alcantarilla, mientras que el resto,  $Q_{SFD}$ , es derramado a la laguna por medio de un vertedor de la estructura lateral  $E_{SF}$ .

Los gasto  $Q_{SD}$  y  $Q_{SR1}$  se unen en la Confluencia1, para formar el gasto  $Q_{SR2}$ ; al llegar al dique  $D_{SR}$ , de igual manera que el gasto  $Q_{SF}$  se divide en dos, una parte pasa por una alcantarilla ubicada en la parte inferior del dique (gasto  $Q_{SRA}$ ) y si es insuficiente, el nivel del agua puede subir hasta alcanzar la cota del vertedor de la estructura lateral  $E_{SR}$  y derramar a la laguna el gasto  $Q_{SRD}$ .



**Figura 4.48. Esquema del sistema hidráulico**

La laguna sirve para regular avenidas, ya que por su estructura de excedencias (estructura  $E_{GAS}$ ), controla los excedentes de los ríos San Francisco ( $Q_{SFD}$ ) y San Rafael ( $Q_{SRD}$ ), permitiendo la descarga de un gasto  $Q_{GAS}$  que ingresa al río de La Compañía.

El gasto  $Q_{LC}$  lo conforman los caudales  $Q_{SFA}$ ,  $Q_{SRA}$  y  $Q_{GAS}$ , los primeros dos provienen de la descarga de las alcantarillas de los diques  $D_{SF}$  y  $D_{SR}$  y el gasto  $Q_{GAS}$  es el que descarga la estructura  $E_{GAS}$  de la laguna La Gasera.

De la revisión del funcionamiento hidráulico del sistema de las siete presas y la laguna de regulación para el control de avenidas de la cuenca alta del río de la compañía (véase Jiménez et al 2009) elaborado en el Inst. de Ing. de la UNAM, se cuenta con información de cada río; por un lado, en el río San Francisco se tienen 60 secciones transversales y su longitud de estudio es de 2136 m, de la laguna La Gasera se cuenta con su curva Elevaciones – Volúmenes.

Del ríos Santo Domingo se cuenta con 10 secciones transversales; del río San Rafael 83 secciones, 24 aguas arriba de la confluencia con el río Santo Domingo y 57 secciones hasta la confluencia con el río San Francisco, las longitudes de análisis son: 300 m para el río Santo Domingo y 2220 m para el río San Rafael; por último, del río La Compañía se tienen 27 secciones transversales con una longitud de análisis de 500 m. Las secciones trasversales de los ríos San Francisco, Santo Domingo y San Rafael están levantadas a cada 40 metros de separación, y en el río La Compañía a cada 20 metros.

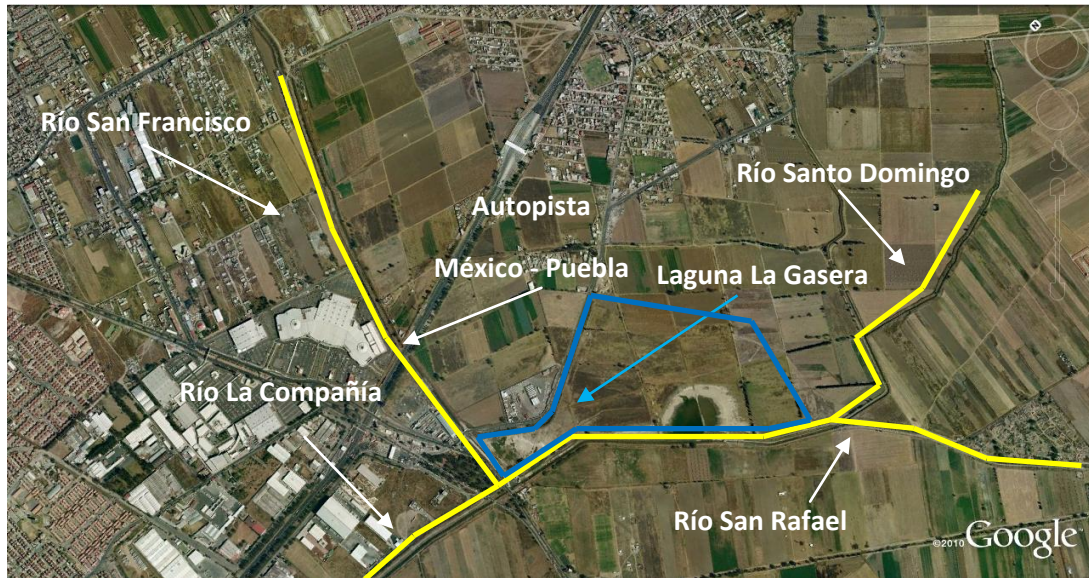


Figura 4.49 Imagen del sistema hidráulico de la Laguna la Gasera

Aguas arriba del dique  $D_{SF}$ , en el río San Francisco se encuentran 3 puentes, cada uno de ellos de dimensiones y características diferentes, el primero, ubicado a 1865 m aguas arriba de la Confluencia2, es un puente tipo vigueta, con una longitud de 13 m y un ancho de 9 m, su elevación, con respecto al thalweg es de 5 m.

La segunda estructura, es de gran importancia debido a que es el cruce de una carretera de primer nivel (autopista México – Puebla); tiene una alcantarilla, tipo arco, de lámina acanalada de 2.7 m de diámetro y longitud de 38 m, la distancia que guarda con la Confluencia1 es de 687 m y la elevación de la carpeta de rodamiento respecto al thalweg es de 4 m.

Finalmente, el tercer puente se localiza en el cruce con la carretera que va a San Marcos Huixtoco, tiene una alcantarilla de 3.06 m de diámetro y 12 m de largo, se encuentra a 292 m de la Confluencia2 y a 157 m del dique  $D_{SF}$ .

Como ejemplo para ilustrar la forma en la que se establecen los parámetros que precisan las dimensiones y coeficientes necesarios para modelar un puente, se define a continuación el de la autopista México – Puebla, debido a que es el de mayor tamaño e importancia.

Para modelar puentes y alcantarillas es necesario antes haber ingresado la información concerniente a la geometría del cauce, y definir coeficientes tales como la  $n$  de Manning y los de expansión y contracción del flujo; de una visita hecha al sitio para observar las características del río, se determinó usar una rugosidad de Manning de 0.025 (valor recomendado para canales excavados en tierra sin vegetación) y en el caso de los coeficientes de expansión y contracción, se emplearon los valores de 0.3 y 0.1 respectivamente, ya que son los recomendados por el programa para secciones de ríos con ligeros cambios en su forma y en los que el régimen del flujo es subcrítico.

La ventana para definir puentes y alcantarillas (ver Fig. 4.50) se activa al presionar el botón **Brdg / Culv** que se localiza en la barra izquierda de la ventana **Geometric Data**, para iniciar es necesario establecer el cadenamiento de la superestructura, haciendo clic en la pestaña **Options** y seleccionando **Add a Bridge and / or Culvert**; una vez establecido el cadenamiento en la parte inferior de la ventana aparecen la sección aguas arriba y aguas abajo además de la distancia que hay entre ellas.

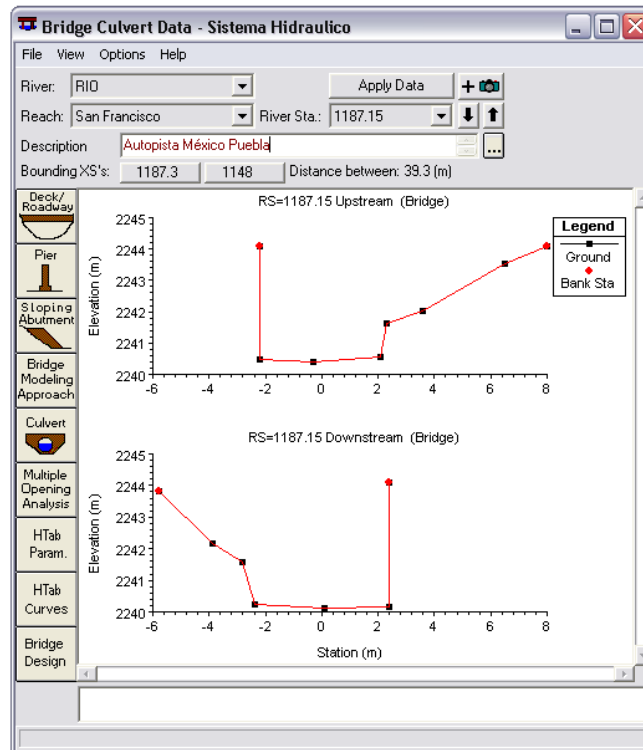


Figura 4.50 Ventana para editar puentes y alcantarillas

Los elementos que conforman el puente son el tablero y la tubería que define la alcantarilla. Para establecer el tablero se presiona el botón **Deck / Roadway**, en los tres cuadros superiores de la ventana se ingresa la distancia que guarda el puente respecto a la sección aguas arriba, el ancho del puente, y el coeficiente de vertido que se emplea en el cálculo del perfil hidráulico si el nivel del agua es mayor al del nivel de la carpeta de rodamiento del puente, y éste, funciona como un vertedor; para establecer el bloqueo, en los recuadros correspondientes a la sección aguas arriba y aguas abajo se ingresan tanto la abscisa como las elevaciones superior e inferior del área que define la geometría de la sección transversal del puente (ver Fig. 4.51).

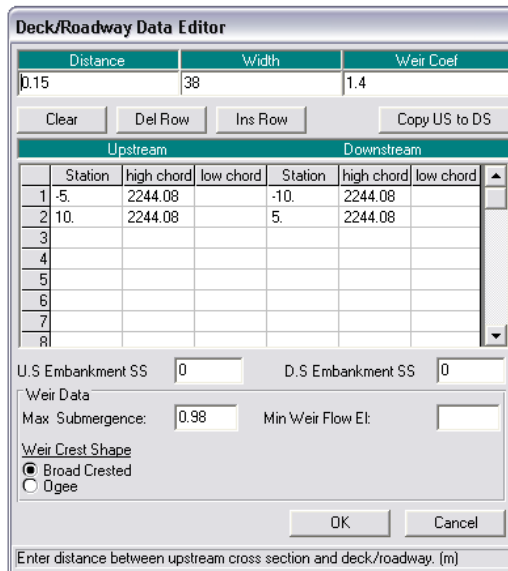


Figura 4.51 Características que definen la geometría del puente

Las alcantarillas se definen desde la ventana **Culvert Data Editor**, que se activa al presionar el botón **Culvert** de la ventana **Bridge Culvert Data**, en ella se establece la forma de la alcantarilla (9 disponibles), ancho o diámetro, material, longitud de la tubería, coeficientes de pérdida a la entrada y salida de la alcantarilla, coeficiente de Manning para las partes superior e inferior, la elevación a partir de la cual se usa el coeficiente de Manning para la parte inferior de la tubería, elevación de la base de la alcantarilla y la abscisa con respecto a la sección transversal (ver Fig. 4.52).

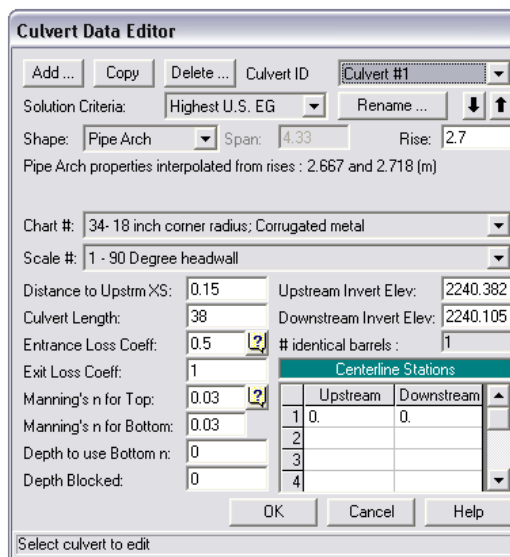


Figura 4.52 Editor de alcantarillas

Al terminar, en la ventana **Bridge Culvert Data** se aprecia el bloqueo, aguas arriba y aguas abajo, la elevación de la carpeta de rodamiento y la alcantarilla, Fig. 4.53 (las figuras aparecen distorsionadas, debido a la escala de los ejes).



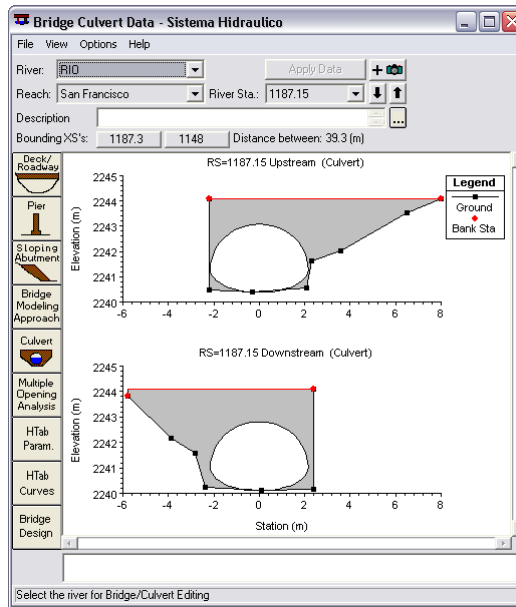
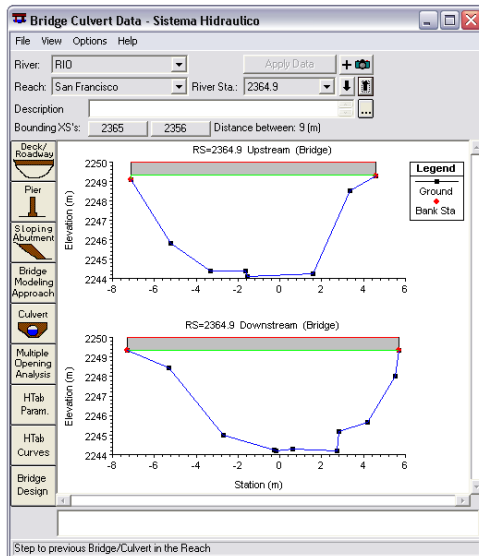
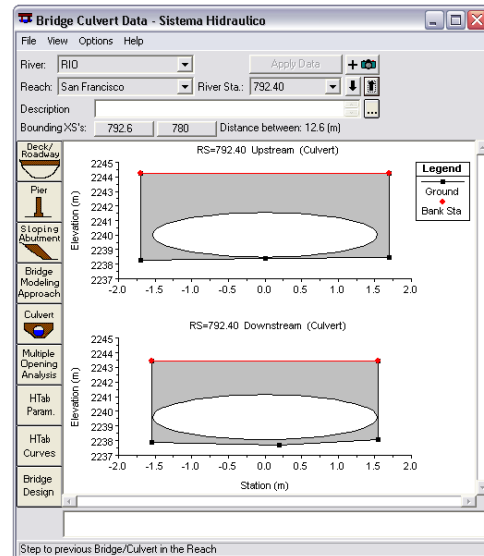


Figura 4.53 Puente de la autopista México – Puebla

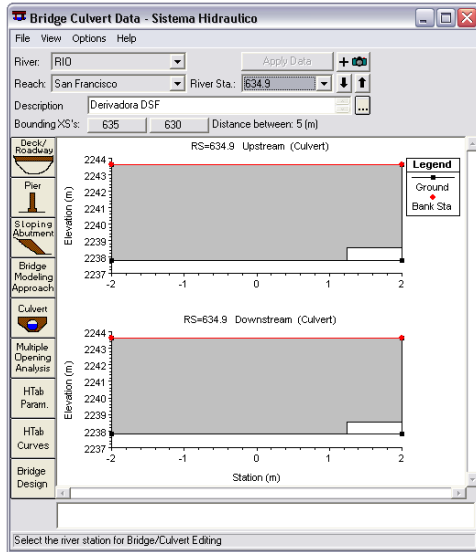
En las Figs. 4.54, se muestran definidos los dos puentes que se localizan también el río San Francisco; el puente tipo vigueta Fig. 4.54a y el puente del cruce con la carretera a San Marcos Huixtoco Fig. 4.54b. Los diques  $D_{SF}$  y  $D_{SR}$  igualmente se definieron como puentes, las dimensiones de ellos son: altura 4.6 m, alcantarilla cuadrada de 0.76 X 0.76 m con 4.8 m de longitud; la única diferencia radica, en que la alcantarilla del dique  $D_{SF}$  se localiza en la margen derecha, y en el dique  $D_{SR}$  en la margen izquierda Figs. 4.54c y d respectivamente.



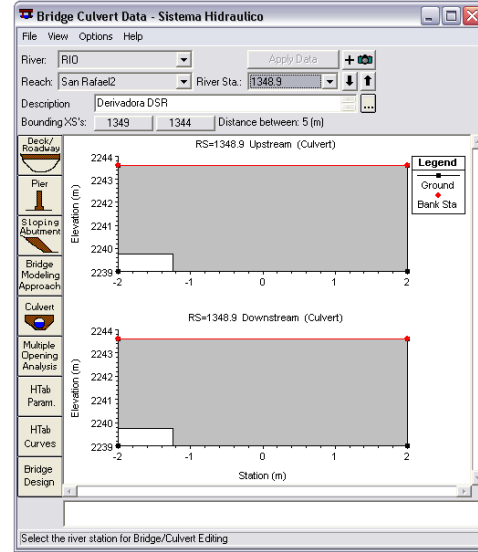
a) Puente tipo Vigueta



b) Puente del cruce a San Marcos Huixtoco



c) Dique de la derivadora San Francisco



d) Dique de la derivadora San Rafael

Figura 4.54 Puentes y Diques

En el caso de las derivadoras laterales, se describirá, la correspondiente a la estructura de descarga de la laguna La Gasera, el procedimiento para definir las derivadoras San Francisco ( $E_{SF}$ ) y San Rafael ( $E_{SR}$ ) es el mismo.

La estructura  $E_{GAS}$  tiene tres orificios cuadrados de 0.76 m de lado, con espesor de 0.5 m, en la cota 2239.5 msnm, tiene dos vertedores a los lados, cada uno de 10 m, con pilas en forma de lenteja a cada 3.35 m con 0.5 m de ancho y la cresta del vertedor se encuentra a la elevación 2242.10 msnm.

El primer paso a seguir para establecer este tipo de estructuras es oprimir el botón **Lateral Structure**, presente en la barra izquierda de la ventana principal de **Geometric Data**, al accionar el botón la ventana que se despliega permite modelar estructuras laterales con vertedores y alcantarillas, elementos que se encuentran presentes en la estructura de descarga de la laguna La Gasera ( $E_{GAS}$ ). Al igual que los puentes, el primer paso es establecer el cadenamamiento en el que se ubica, desde la pestaña de **Options** y seleccionando **Add a Lateral Structure**, se debe tener en mente que el valor introducido corresponde al punto en el que inicia la estructura desde aguas arriba hacia aguas abajo.

En la ventana principal se deben establecer una serie de requerimientos como lo son: la posición respecto a la margen del río en **HW Position** (left overbank, margen izquierda, para la estructura  $E_{GAS}$ ), el tipo de conexión **Type** (Storage area, conexión con una laguna), el nombre de elemento con el que se define la conexión **SA** (Storage area: GASERA); en el apartado **All Culverts**, se selecciona No Flap Gates que considera que se puede presentar flujo de entrada y salida por las alcantarillas y por último en **Structure Type**, se selecciona la rutina empleada para hacer los cálculos a través de la estructura (Weir / Gates / Culverts / Diversions Rating Curves, valúa el flujo a través de la estructura, mediante cálculos detallados en cada elemento que la compone).

Para establecer el bloqueo y dimensiones de la estructura se oprime el botón **Weir / Embankment** de la ventana principal **Lateral Structure Editor**, en la ventana que se despliega, se introducen los siguientes elementos: Weir Width: 3 m (ancho de la estructura), Weir Computations: Standard Weir Eqn (con este criterio, el programa emplea para el cálculo del gasto la ecuación general de un vertedor  $Q = C L H^{3/2}$ ), Weir flow reference: Water surface (parámetro que se utiliza para calcular el gasto), Weir Coefficient Cd: 1.1 (coeficiente de vertido de la estructura lateral), Weir Crest Shape: Broad Crested (si el nivel del agua rebasa la cota de la estructura lateral, ésta se comportará como un vertedor de cresta ancha) y por último HW Distance to Upstream XS: 5 m (distancia que tiene la estructura lateral respecto a la sección transversal aguas arriba). Para establecer el bloqueo en el apartado Weir Station and Elevation, se introducen los valores que corresponden a las abscisas y elevaciones de la estructura (ver Fig. 4.55).

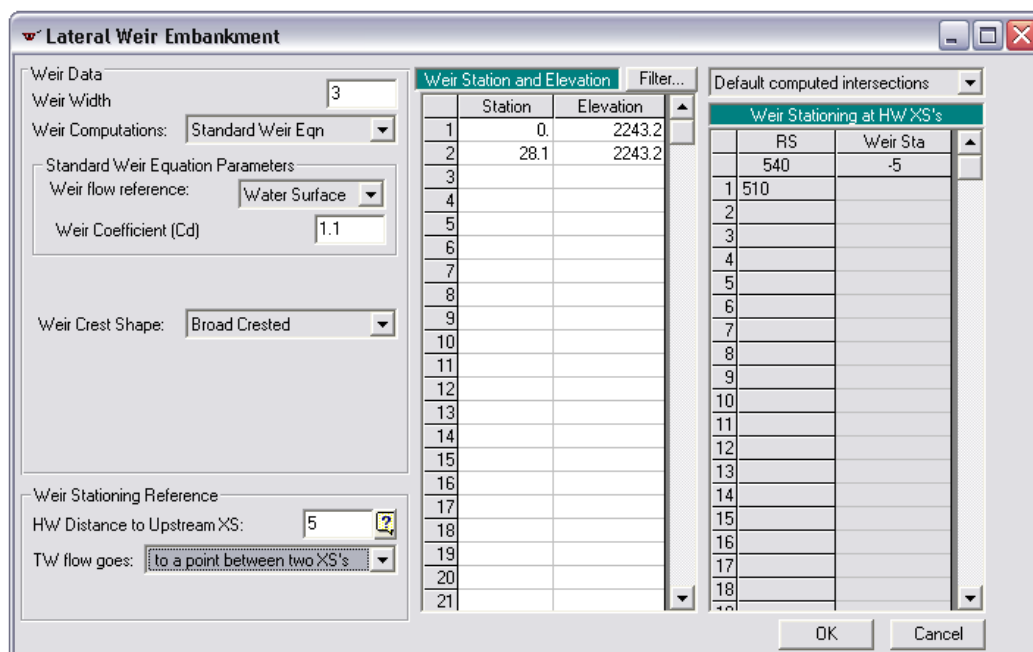


Figura 4.55 Bloqueo de estructura lateral La Gasera

Los vertedores se definen en la ventana **Lateral Gate Editor** que se activa al oprimir el botón **Gate**, desde la ventana **Lateral Structure Editor**, en ella los elementos a definir son: la altura: 1 m, ancho: 3.35 m, elevación de la cresta del vertedor: 2242.1 msnm y en el apartado Centerline Station las abscisas de los centros de cada uno de los vertedores. En la parte derecha de la ventana se establece el tipo de compuerta en el vertedor (Gate type, en caso de existir); los coeficientes de pérdida en la descarga debido a las compuertas (Sluice Discharge Coefficient), así como el empleado en caso de funcionar como un orificio sumergido (Orifice Coefficient); el punto de referencia para calcular el gradiente de energía (Head Reference), la forma del vertedor (Weir Shape) y el coeficiente empleado en la ecuación del vertedor (Cd), ver Fig. 4.56.

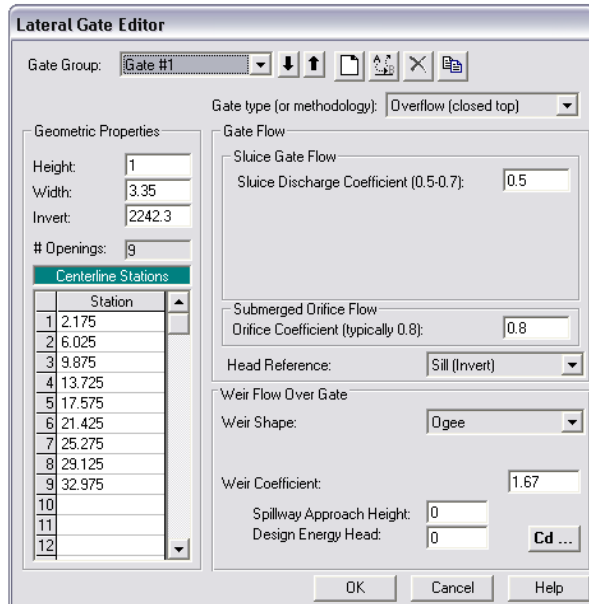


Figura 4.56 Editor de Vertedores laterales

Los tres orificios presentes en la estructura de descarga de la laguna La Gasera, se pueden modelar como si se trataran de alcantarillas, para ello es preciso activar la ventana **Culvert Data Editor** en la ventana principal del editor de estructuras laterales, la ventana es idéntica a la Fig. 4.52. Al terminar la edición de los orificios, queda establecida la estructura lateral  $E_{GAS}$ , y el aspecto de la ventana del editor es como se muestra en la figura siguiente Fig. 4.57.

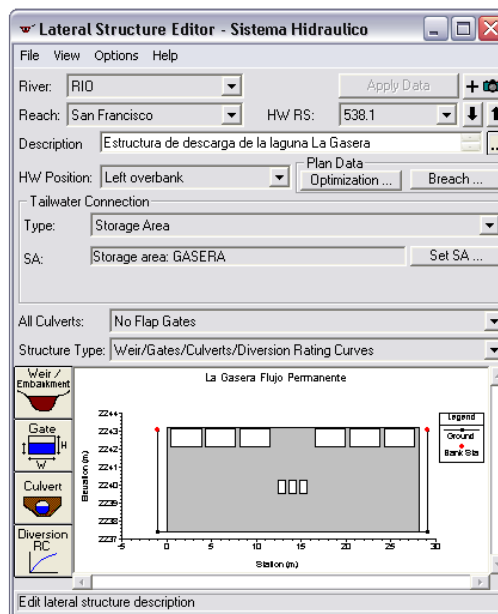
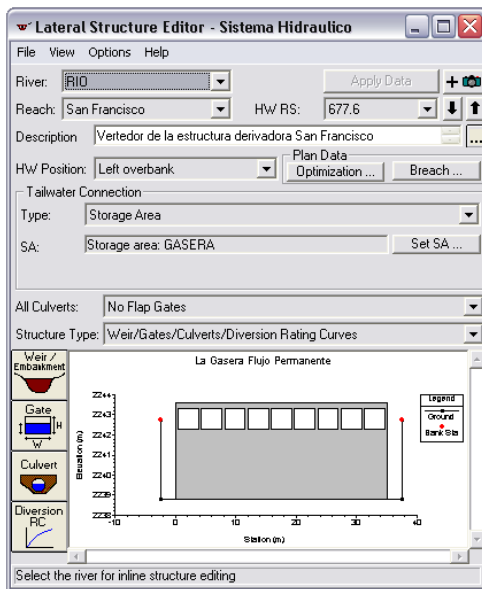
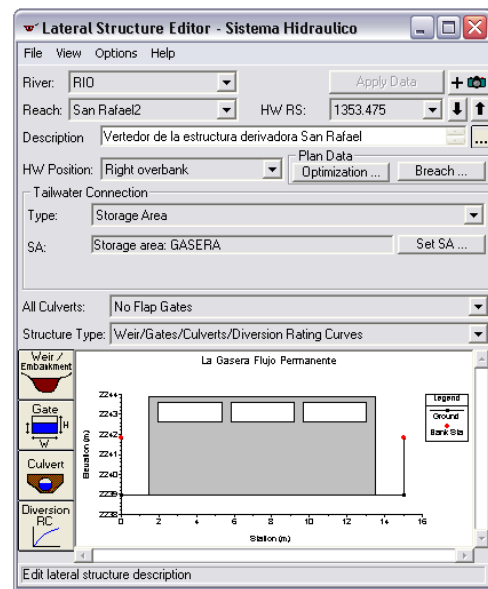


Figura 4.57 Editor de estructuras laterales

La estructura lateral  $E_{SF}$  (Fig. 4.58a), se encuentra en la margen izquierda del río San Francisco, 3 m aguas arriba del dique  $D_{SF}$ ; consta de un vertedor de 30 m con pilas a 3.35 m cada una y espesor de 0.5 m; la cresta se encuentra a la cota 2242.3 msnm, así que, si el orificio del dique es insuficiente y el nivel del agua sobrepasa la cota del vertedor, parte del gasto derrama a la laguna. En la margen derecha del río San Rafael, se encuentra la estructura lateral  $E_{SR}$  (Fig. 4.58b), a 1.5 m del dique  $D_{SR}$ , su vertedor es de 10 m con pilas a 3.35 m cada una y espesor de 0.5 m; la cota de la cresta tiene la elevación 2242.60 msnm, de igual forma que la estructura lateral  $E_{SF}$ , si el nivel del agua sobrepasa dicho nivel, verterá parte del gasto a la laguna; se observa que éste vertedor se encuentra 30 cm por arriba de la elevación que tiene la estructura lateral  $E_{SF}$ .



a) Estructura lateral  $E_{SF}$



b) Estructura lateral  $E_{SR}$

Figura 4.58 Estructuras derivadoras de los ríos San Francisco y San Rafael

En la Fig. 4.59 se muestra un esquema del sistema hidráulico modelado, donde se incluyen todos los ríos, la laguna “La Gasera” y sus estructuras.

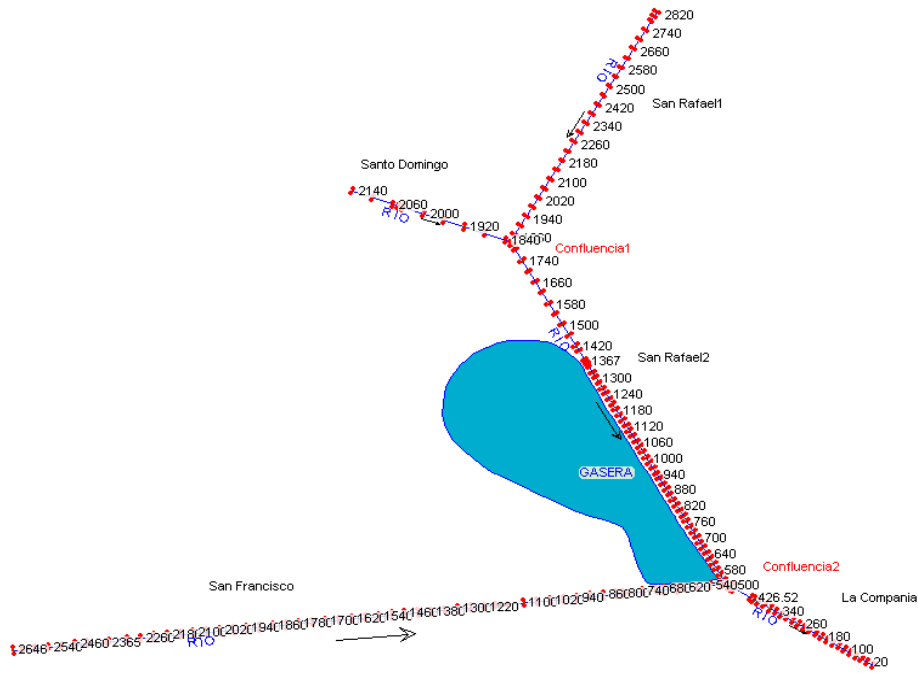


Figura 4.59 Esquema del sistema hidráulico

#### 4.6.1 Ejecución del modelo y resultados

Los caudales propuestos para analizar el funcionamiento del sistema hidráulico son:  $Q_{SF} = 7 \text{ m}^3/\text{s}$ ,  $Q_{SD} = 5 \text{ m}^3/\text{s}$  y  $Q_{SRI} = 2 \text{ m}^3/\text{s}$ , los cuales ingresan por los ríos San Francisco, Santo Domingo y San Rafael respectivamente; al tratarse de un análisis en régimen subcrítico la condición de frontera aguas abajo que se definió, fue una curva Elevaciones – Gastos, que se hizo en base en el cálculo de perfiles hidráulicos en el río de La Compañía, Fig. 4.60.

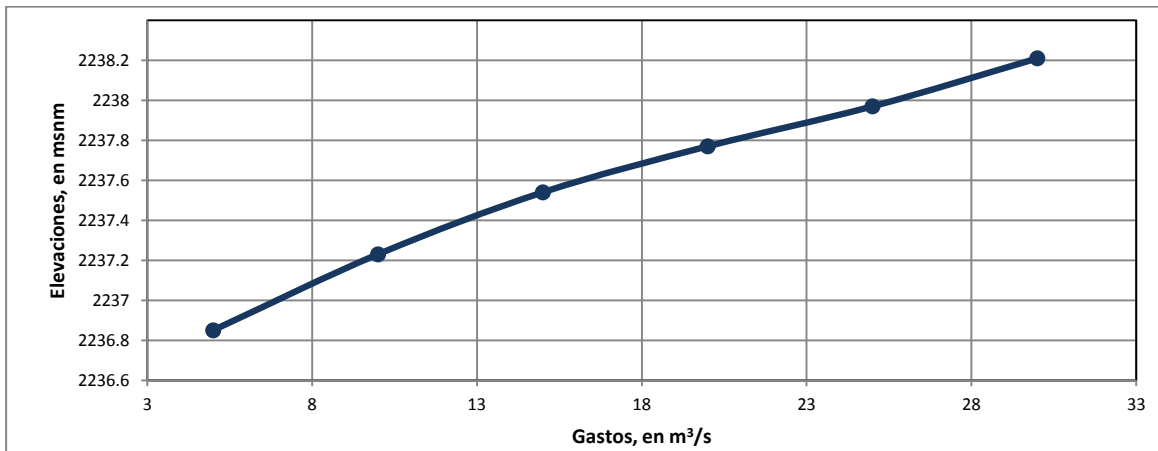


Figura 4.60 Curva Elevaciones – Gastos del río La Compañía

Los perfiles hidráulicos obtenidos de realizar una simulación en flujo permanente del sistema se muestran a continuación.

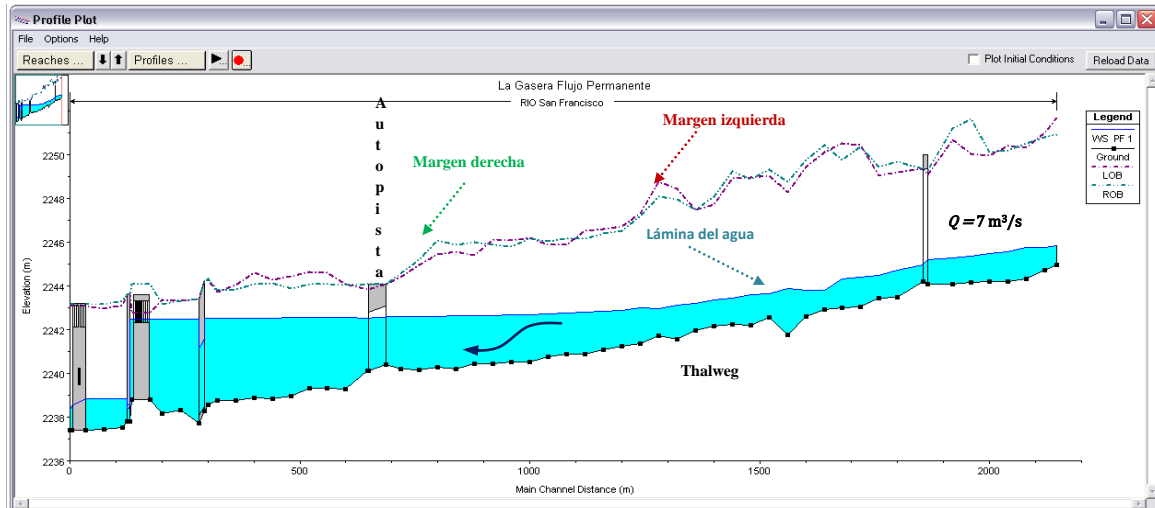


Figura 4.61. Perfil hidráulico del río San Francisco

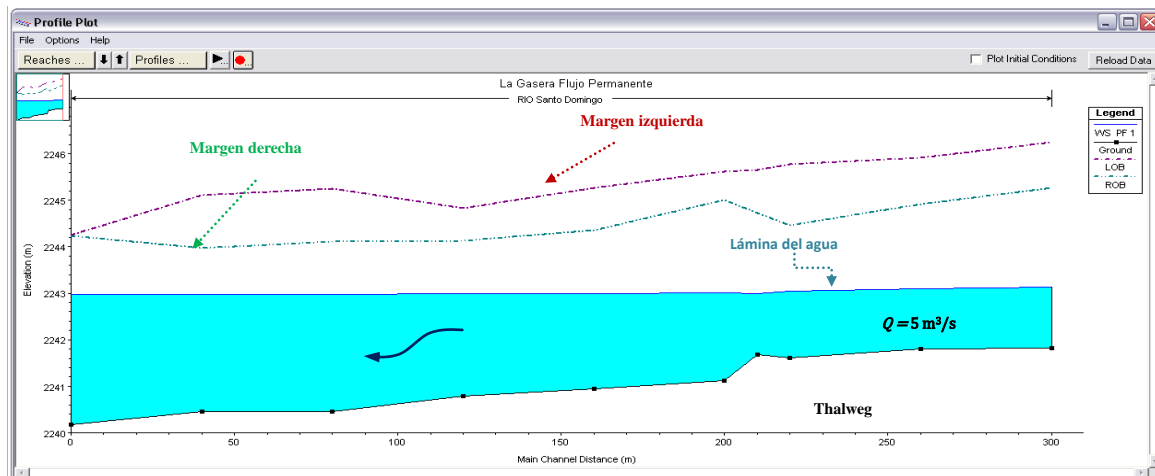


Figura 4.62 Perfil hidráulico del río Santo Domingo

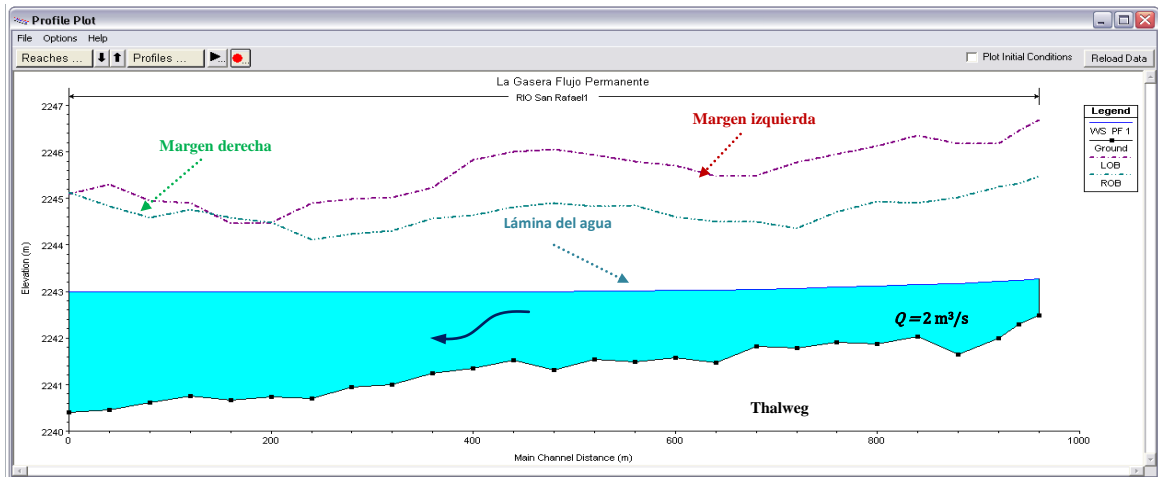


Figura 4.63 Perfil hidráulico del río San Rafael1

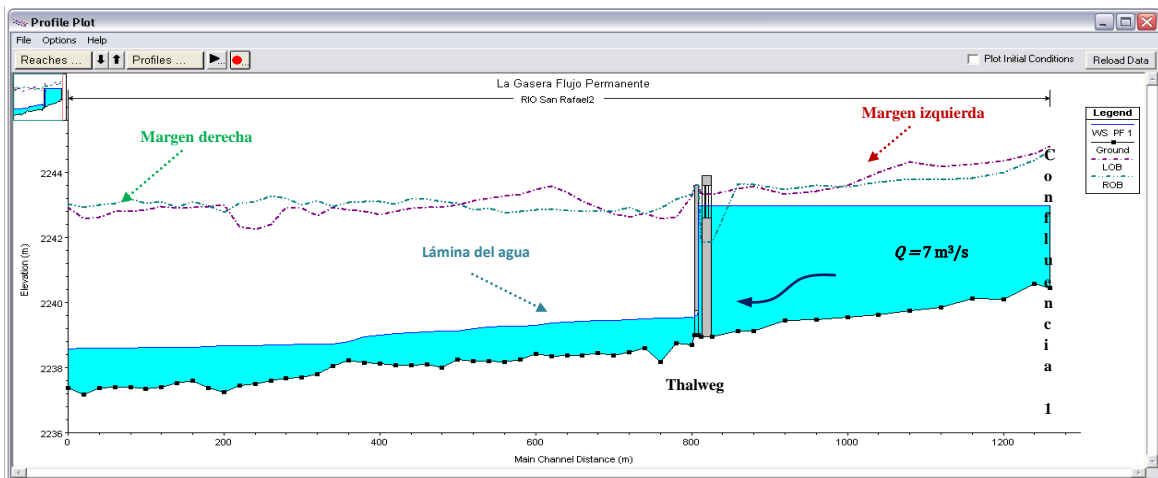


Figura 4.64 Perfil hidráulico del río San Rafael2

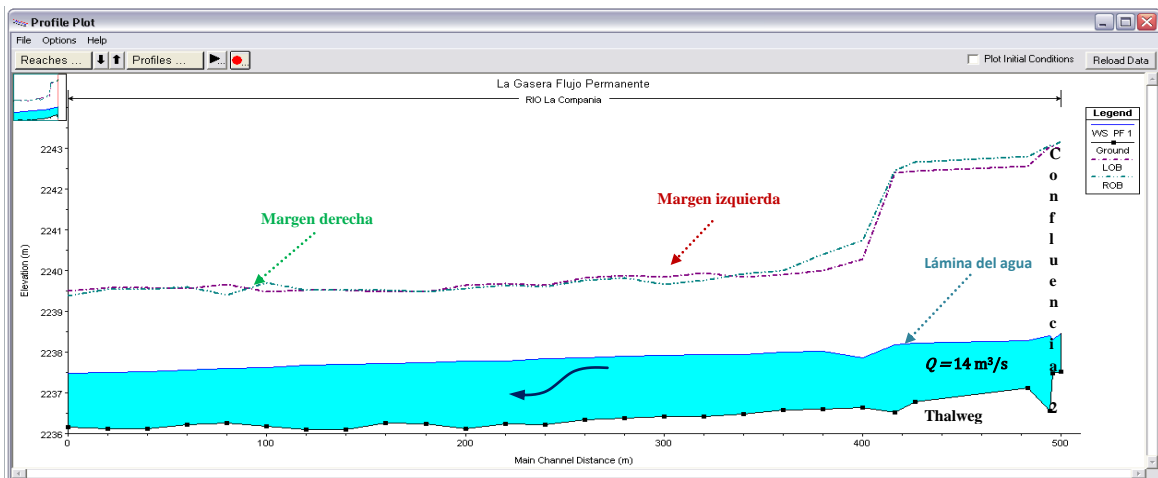


Figura 4.65 Perfil hidráulico del río La Compañía



Los gastos obtenidos en las confluencias al hacer la simulación del funcionamiento del sistema hidráulico con los gastos propuestos son:

Confluencia1

$$Q_{C1} = 7 \text{ m}^3/\text{s}$$

Confluencia2

$$Q_{C2} = 14.06 \text{ m}^3/\text{s}$$

El gasto  $Q_{C2}$  corresponde a la suma de los gastos  $Q_{SFA} = 3.43 \text{ m}^3/\text{s}$  y  $Q_{SRA} = 3.12 \text{ m}^3/\text{s}$  que salen por la alcantarilla de los diques  $D_{SF}$  y  $D_{SR}$ , más el caudal  $Q_{GAS} = 7.51 \text{ m}^3/\text{s}$  que sale por las estructura de excedencias de la laguna.

En el perfil hidráulico del río San Francisco Fig. 4.61, se aprecia que por efecto del dique  $D_{SF}$  y la estructura  $E_{SF}$ , se produce un remanso cuyo efecto hace que la alcantarilla de la carretera a San Marcos Huixtoco trabaje a presión con una diferencia en los niveles entre la entrada y la salida de 6 cm; la autopista México - Puebla funciona a superficie libre (con 5 cm de pérdidas), y en el puente tipo vigueta que se encuentra aguas arriba, debido a sus dimensiones, no ejerce ningún obstáculo al flujo.

Al tratarse de una simulación en régimen permanente se debe cumplir que el gasto  $Q_{GAS} = 7.51 \text{ m}^3/\text{s}$  sea igual a la suma de los gastos vertidos por las estructuras laterales  $E_{SF}$ ,  $Q_{SFD} = 3.64 \text{ m}^3/\text{s}$  y  $E_{SR}$ ,  $Q_{SRD} = 3.86 \text{ m}^3/\text{s}$ , lo cual se cumple.

En la Fig. 4.66, se muestra la curva Elevaciones – Gastos de la estructura de excedencias de la laguna La Gasera (estructura lateral  $E_{GAS}$ ), con la que se hace notar que el nivel del agua en la laguna es de 2242.20 msnm, 0.10 m por debajo de la cresta del vertedor de la estructura lateral  $E_{SF}$  y 0.40 m por debajo de la cresta del vertedor de la estructura  $E_{SR}$ .

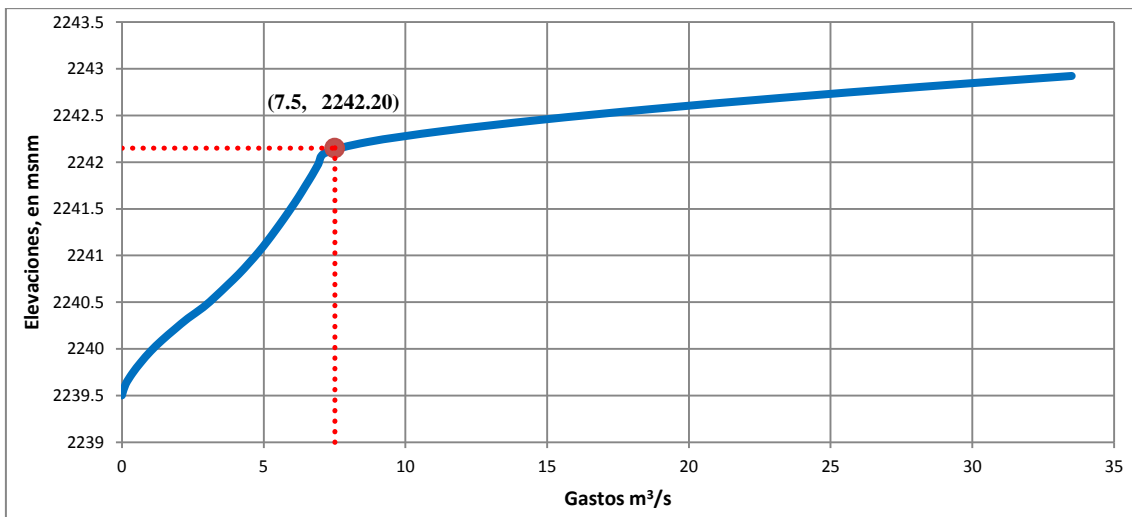


Figura 4.66 Curva Elevaciones - Gastos de la estructura de excedencias  $E_{GAS}$



## V CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

El empleo de modelos numéricos en el análisis de sistemas hidráulicos va en incremento, y puesto que ofrecen una gran variedad de opciones, se tiende a abusar de ellos, sin un criterio y análisis de los resultados que estos arrojan. Tal es el caso del programa HEC – RAS, que como se pudo apreciar en el trabajo de esta tesis es sencillo de emplear, tanto, que en poco tiempo se suelen estudiar sistemas hidráulicos complejos y obtener resultados.

De las limitantes que se pueden encontrar en el programa HEC – RAS, es que se fundamenta en la hipótesis de que el flujo es unidimensional, cuando en la naturaleza el verdadero comportamiento en los canales y ríos es tridimensional; aún así proporciona una representación del comportamiento del flujo que puede ser suficientemente adecuada para estimar gastos y niveles de agua en muchas situaciones prácticas.

En los ejemplos tratados en la tesis se demostró la calidad y precisión en los resultados; sobre todo cuando se compararon con resultados obtenidos mediante otros métodos e incluso mediciones físicas con resultados exitosos.

El programa HEC – RAS se presenta como un modelo amigable capaz de resolver prácticamente cualquier problema de hidráulica de canales con estructuras como puentes, alcantarillas y vertedores; sin embargo el efecto que producen estas estructuras en el flujo es muy complejo, aún en los casos más simples, por lo que el empleo del programa debe ser cuidadoso ya que el hecho de que con un programa se obtengan resultados a un problema determinado, no implica que esos resultados siempre sea acordes con la realidad, ya que el programa utiliza una serie de hipótesis y simplificaciones.

Un factor importante en la modelación de sistemas hidráulicos reales, es la calidad en la información, tanto geométrica como de las condiciones y límites de frontera, ya que, en función de esa información se pueden estimar coeficientes que permitan la calibración del modelo, por lo que es indispensable hacer visitas de campo y analizar los registros históricos en cuanto a niveles y gastos registrados.

En cuanto a la revisión del funcionamiento hidráulico del sistema de la laguna “La Gasera”, el análisis en régimen permanente permite ver el funcionamiento general para distintos caudales, así como estudiar el efecto de alcantarillas, vertedores laterales, etc., y observar el funcionamiento general de la red de canales. Para revisar la capacidad de regulación del sistema es necesario hacer modelaciones del flujo en régimen no permanente.



## REFERENCIAS

- Akan, O. (2006). *Open Channel Hydraulics*. Butterworth-Heinemann/Elsevier, Canada.
- Berezowsky, M, Mancilla, A G. (1986). *Solución numérica de la ecuación diferencial del flujo gradualmente variado*. Instituto de Ingeniería, UNAM, D. F., México.
- Brunner, Gray. (2010). *HEC – RAS River Analysis System*, Hydraulic Reference Manual, U. S. Army Corps of Engineers. Hydrologic Engineering Center, Davis, California.
- Burden, R, Faires, J. (2002). *Análisis Numérico*. Thomson Learning, México
- Camargo, J E, Franco, V. (1999). *Hidráulica de canales*. Capítulo 5 del manual de ingeniería de ríos, Instituto de Ingeniería, UNAM, D. F., México
- Chaudhry, M. (1993). *Open – Chanel Flow*. Prentice Hall, U. S. A.
- Chow, V. (2004). *Hidráulica de canales abiertos*. Mc Graw Hill, Colombia.
- Gardea, H. (1999). *Hidráulica de canales*. Facultad de Ingeniería, UNAM, México.
- Henderson, F. M. (1996), *Open Channel Flow*, MacMillan Company, Nueva York.
- Jiménez, A A, Domínguez, R, Berezowsky, M, Ramos, J. (2009). *Revisión del funcionamiento hidráulico del sistema de las siete presas y laguna de regulación para el control de avenidas de la cuenca alta del río de La Compañía*. Estado de México, Informe Técnico, Instituto de Ingeniería, UNAM, elaborado para el Organismo de Cuenca de Aguas del Valle de México, Comisión Nacional del Agua.
- Montes, J S, (1998), *Hydraulics of open Channel Flow*, ASCE, USA.
- Sotelo, G. (1990). *Apuntes de hidráulica II*. Facultad de Ingeniería, UNAM, México.
- Sotelo, G. (2001). *Hidráulica de canales*. Facultad de Ingeniería, UNAM, México.