

**REVISIÓN HIDRÁULICA DE LOS COMPONENTES DEL CANAL
HIDRODINÁMICO PROPUESTO PARA LA UNIVERSIDAD
TECNOLÓGICA DE BOLÍVAR**

**CAROLINA TORRES YEPES
DANNA GUARDO HERRERA**

**UNIVERSIDAD TECNOLÓGICA DE BOLÍVAR
FACULTAD DE INGENIERIA
PROGRAMA DE INGENIERIA AMBIENTAL
CARTAGENA DE INDIAS**

2014

**REVISIÓN HIDRÁULICA DE LOS COMPONENTES DEL CANAL
HIDRODINÁMICO PROPUESTO PARA LA UNIVERSIDAD
TECNOLÓGICA DE BOLIVAR**

**TRABAJO DE GRADO PARA OPTAR AL TÍTULO DE INGENIERÍA
AMBIENTAL**

**GRUPO DE INVESTIGACIÓN
GRUPO DE SISTEMAS AMBIENTALES E HIDRAULICOS (GISAH)**

**LINEA DE INVESTIGACIÓN
EVALUACIÓN DE RECURSOS HÍDRICOS**

**DIRECTOR
OSCAR CORONADO HERNÁNDEZ**

**AUTORES
CAROLINA TORRES YEPES
DANNA GUARDO HERRERA**

**UNIVERSIDAD TECNOLÓGICA DE BOLÍVAR
FACULTAD DE INGENIERIA
PROGRAMA DE INGENIERIA AMBIENTAL
CARTAGENA DE INDIAS**

2014

Agradecimientos

Agradezco a Dios primeramente, por darme la sabiduría, el entendimiento, paciencia, tolerancia durante el desarrollo de este trabajo de grado, y permitir un paso más hacia mis sueños.

A mi madre, por ser mi apoyo constante, mi fuente de fortaleza, por levantarme siempre los ánimos y ayudarme a entender que toda meta requiere de grandes esfuerzos.

A mi padre, por brindarme su apoyo y atención.

A mis abuelitos maternos, mis segundos padres, gracias por cuidarme tanto, por consentirme, y darme siempre fuerza ante cualquier adversidad.

A mi compañera de tesis, Carolina Torres, colega y amiga, por conseguir esta meta juntas, por su apoyo y comprensión.

Al profesor Oscar Coronado, por ser siempre un excelente maestro y guía, por creer en nuestras capacidades.

Al profesor Germán Castaño, el cual es una gran persona, de admirar, que fue una guía durante nuestra carrera y que nos brindó su apoyo para la consecución de esta última meta universitaria.

A mis amigos y demás familiares, gracias por estar siempre, por estar atentos y por sus buenos consejos.

DANNA MELISSA GUARDO HERRERA

Agradezco a Dios por haberme dado la fortaleza de enfrentar todos los momentos importantes en mi vida, por darme sabiduría, tolerancia, paciencia y por darme la oportunidad de alcanzar las metas propuestas.

A mis padres y hermana por guiarme en cada una de las etapas de mi vida, por estar siempre a mi lado incondicionalmente, brindándome apoyo y aconsejándome en los momentos difíciles.

Al profesor Oscar Coronado, por creer en mí, por brindarme apoyo y guiarme en esta gran etapa.

Al profesor Germán Castaño, por confiar en mis capacidades, por brindarnos grandes conocimientos.

A Danna Guardo, mi compañera quien se esforzó junto a mí para lograr esta meta, gracias por todos los momentos vividos, por las risas, por los llantos, por el apoyo incondicional a pesar de las adversidades.

A mis tíos, abuelos, amigos y demás familiares gracias por el apoyo incondicional que me han brindado a lo largo de mi vida.

CAROLINA TORRES YEPES

INDICE DE CONTENIDO

RESUMEN	10
ABSTRACT	11
1. INTRODUCCIÓN.....	12
1.1. Campo de Investigación	12
1.2. Descripción del Problema.....	12
1.3. Justificación	13
2. OBJETIVOS.....	14
2.1. Objetivos Generales.....	14
2.2. Objetivos Específicos	14
2.3. Alcance	14
3. MARCO DE REFERENCIA	15
3.1. ANTECEDENTES	15
3.2. MARCO TEORICO	24
3.2.1. Canales Abiertos.....	24
3.2.1.1. Generalidades	24
3.2.1.2. Geometría de un Canal	24
3.2.1.3. Distribución de la Velocidad.....	26
3.2.2. Flujo Uniforme	27
3.2.2.1. Características del Flujo Uniforme	27
3.2.2.2. La Ecuación de Chézy	29
3.2.2.3. La Ecuación de Manning	30
3.2.3. Calculo Flujo Uniforme	32
3.2.3.1. Conductividad de una sección del canal.....	32
3.2.3.2. El factor de sección para cálculo de flujo uniforme	33
3.2.3.3. El exponente hidráulico para el cálculo del flujo uniforme.....	33
3.2.3.4. Cálculo de la profundidad normal y de la velocidad normal	34
3.2.3.5. Cálculo de las pendientes normal y crítica	35
3.2.3.6. Problemas de cálculo de flujo uniforme.....	36

3.2.4.	Diseño De Canales Con Flujo Uniforme.....	37
3.2.4.1.	Canal no erosionable.....	37
3.2.4.2.	Material y revestimiento no erosionable.	37
3.2.4.3.	Velocidad mínima permisible.	38
3.2.4.4.	Pendientes de canal.	38
3.2.4.5.	Borde libre.	38
3.2.4.6.	Sección hidráulica óptima.....	39
3.2.4.7.	Cálculo de las dimensiones de la sección.....	40
3.2.5.	Estructuras hidráulicas.....	41
3.2.5.1.	Vertederos.....	41
3.2.5.2.	Compuertas.....	46
3.3.	ESTADO DEL ARTE	49
3.3.1.	Modelación hidráulica de un sector de río caudaloso con derivados empleando HEC_RAS 49	
3.3.2.	Modelación hidrológica e hidráulica aplicada e estudios de inundabilidad en cauces naturales caso de estudio: Urbanización Río Nima.....	50
3.3.3.	El Transporte de Cantidad de Movimiento en Canales.	51
3.3.4.	Estudio de la Capacidad de Desagüe de Aliviaderos con Compuertas mediante Modelación Numérica.	51
4.	METODOLOGÍA.....	53
4.1.	Modelo Unidimensional HEC-RAS	54
5.	RESULTADOS Y DISCUSIÓN CANAL HIDRODINÁMICO DE LA UTB.....	56
5.1.	Implementación del Modelo.....	56
5.2.	Modelaciones con Flujo Uniforme.....	57
5.2.1.	Cálculos y modelaciones de flujo uniforme con acrílico (n=0.0075).....	58
5.2.2.	Cálculos y modelaciones de flujo uniforme con piedra (n=0.014).....	66
5.2.3.	Cálculos y modelaciones de flujo uniforme con piedra (n=0.025).....	74
5.3.	Modelación con vertederos.....	82
5.4.	Modelaciones con compuertas.....	88
6.	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.	97
7.	REFERENCIAS.	97
8.	ANEXOS	99

LISTA DE ANEXOS

- 1. VALORES DE N DE MANNING ASOCIADO A DIFERENTES MATERIALES**
- 2. MODELACIONES DE FLUJO UNIFORME CON ACRÍLICO**
- 3. MODELACIONES DE FLUJO UNIFORME CON PIEDRA 1**
- 4. MODELACIONES DE FLUJO UNIFORME CON PIEDRA 2**

LISTA DE TABLAS

Tabla 3-1. Cotizaciones suministradas por las distribuidoras internacionales.....	23
Tabla 3-2. Elementos geométricos en diversas secciones de canal.....	25
Tabla 3-3. Valores de coeficiente de rugosidad n con mayor utilidad para el diseño.....	31
Tabla 3-4. Secciones hidráulicas óptimas	40
Tabla 5-1. Propiedades geométricas del canal prototipo.....	58
Tabla 5-2. Valores de caudales con flujo lleno para flujo uniforme empleando la ecuación de Manning, para el material acrílico.....	59
Tabla 5-3. Valores de caudales con flujo lleno para flujo uniforme modelados en el software Hec-Ras para el material acrílico.	61
Tabla 5-4. Valores de Caudal con flujo lleno para flujo uniforme empleando la ecuación de Manning en el caso material Piedra 1.	66
Tabla 5-5. Valores de caudales con flujo lleno, velocidad y número de Froude con flujo uniforme (Hec-Ras) para el material Piedra 1.	69
Tabla 5-6. Valores de caudales con flujo lleno cuando se presenta flujo uniforme en material Piedra 2.....	74
Tabla 5-7. Valores de Caudal con flujo lleno para flujo uniforme (Hec-Ras) teniendo en cuenta el material Piedra 2.....	77
Tabla 5-8. Fórmula de Rehbock para cada uno de los paramentos asignados.	82
Tabla 5-9. Resultados de la modelación con vertederos en Hec-Ras.....	85
Tabla 5-10. Modelaciones en Hec-Ras aguas arriba de las compuertas con cada una de las aberturas.	89
Tabla 5-11. Modelaciones en Hec-Ras aguas abajo de las compuertas con cada una de las aberturas.	90
Tabla 5-12. Cálculos obtenidos con la fórmula teórica de las compuertas en cada una de las aberturas.	93

LISTA DE FIGURAS

Figura 3-1. Canal hidrodinámico de flujo HM 160.....	16
Figura 3-2. Canal hidrodinámico modular HM 162.....	16
Figura 3-3. Canal hidrodinámico grande HM 161	16
Figura 3-4. Canal hidrodinámico FL 05.1	17
Figura 3-5. Canal de pendiente variable.....	17
Figura 3-6. Vista panorámica canal hidrodinámico de la U de C.	18
Figura 3-7. Tubo Venturi y Manómetro.....	18
Figura 3-8. Bomba Centrífuga	18
Figura 3-9. Cotización del canal hidrodinámico 2.5 metro (Edylab-equipamientos)	19
Figura 3-10. Cotización del canal hidrodinámico 5.0 metros (Edylab-equipamientos).....	20
Figura 3-11. Cotización del canal hidrodinámico 2.5 metros (Electroequipos S.A.S.)	21
Figura 3-12. Especificaciones del canal hidrodinámico 2.5 metros (Electroequipos S.A.S.).....	22
Figura 3-13. Canal Hidrodinámico 2.5 metros (Electroequipos S.A.S.).....	22
Figura 3-14. Elementos geométricos de secciones de canales	26
Figura 3-15. Distribución de velocidades para varias secciones transversales.	27
Figura 3-16. Volumen de control en flujo uniforme	28
Figura 3-17. Deducción de la ecuación de Chézy	29
Figura 3-18. Curvas para determinar la profundidad normal.....	35
Figura 3-19. Esquema de un vertedero.....	42
Figura 3-21. Tipos de vertederos.....	43
Figura 3-21. Elementos principales de compuertas.....	47
Figura 3-22. Componentes principales de compuertas	48
Figura 4-1. Diagrama de Gantt.....	53
Figura 5-1. Canal Prototipo Universidad Tecnológica de Bolívar.	56
Figura 5-2. Comparación de caudales Vs profundidad para distintas pendientes. Flujo uniforme. Material acrílico	59
Figura 5-3. Comparación de velocidad Vs profundidad para distintas pendientes. Flujo uniforme. Material acrílico	60
Figura 5-4. Comparación de Froude Vs profundidad. Flujo uniforme. Material acrílico	61
Figura 5-5. Comparación de caudal Vs profundidad. Hec-Ras. Material acrílico	62
Figura 5-6. Comparación de la velocidad Vs profundidad. Hec-Ras. Material acrílico	63
Figura 5-7. Comparación de Froude Vs profundidad. Hec-Ras. Material acrílico	64
Figura 5-8. Comparación Profundidad Vs Caudal. Material acrílico.....	65
Figura 5-9. Comparación de caudal Vs profundidad para flujo uniforme con la ecuación de Manning para el material piedra (1).....	67
Figura 5-10. Comparación de la velocidad Vs profundidad para flujo uniforme con la ecuación de Manning para el material Piedra (1).....	68
Figura 5-11. Comparación Froude Vs Profundidad para flujo uniforme. Material piedra (1).....	69

Figura 5-12.Comparación caudal Vs profundidad. Hec-Ras. Material Piedra (1).....	70
Figura 5-13.Velocidad Vs profundidad. Hec-Ras. Material Piedra (1).....	71
Figura 5-14.Comparación Froude Vs profundidad. Hec-Ras. Material Piedra (1).....	72
Figura 5-15.Comparación profundidad Vs caudal. Material piedra (1).....	73
Figura 5-16. Comparación del caudal Vs profundidad con flujo uniforme para material Piedra (2)	75
Figura 5-17.Comparación de velocidadVs profundidad con flujo uniforme para Piedra (2).....	76
Figura 5-18.Comparación de Froude Vs profundidad con flujo uniforme para material ¿Piedra (2)	77
Figura 5-19.Comparación de caudal Vs profundidad. Hec-Ras. Material Piedra (2).....	78
Figura 5-20.Comparación velocidad Vs profundidad. Hec-Ras. Material Piedra (2).....	79
Figura 5-21. Comparación de Froude Vsprofundidad. Hec-Ras. Material Piedra (2).....	80
Figura 5-22.Comparación Profundidad Vs Caudal. Piedra (2).....	81
Figura 5-23. Profundidad Vs Caudal en vertedero con ecuación de Rehbock.....	84
Figura 5-24. Comparación de la profundidad Vs caudal para modelación de vertederos en Hec- Ras.	87
Figura 5-25. Comparación de la profundidad Vs caudal para modelación de vertederos con ecuación de Rehbock.....	88
Figura 5-26. Comportamiento de profundidades en compuertas	91
Figura 5-27. Comparación de la profundidad Vs caudal para modelación de compuertas con Hec- Ras.	92
Figura 5-28. Comparación de la profundidad Vs caudal para modelación de compuertas con ecuación para cálculo de compuertas.	95
Figura 5-29. Comparación entre en comportamiento del Caudal Vs la profundidad tanto para los cálculos teóricos como para Hec-Rasen compuertas.	96

RESUMEN

En esta investigación se pretende determinar el comportamiento hidrodinámico que se evidencian en las prácticas de laboratorio, teniendo como principal componente los canales hidrodinámicos los cuales permitirán el estudio del comportamiento de los fluidos a superficie libre y la verificación teórica a través de pruebas experimentales. Teniendo en cuenta el canal prototipo propuesto en la UTB para diferentes condiciones de flujo (flujo uniforme, presencia de vertederos y compuertas), se elaboraron una serie de modelaciones en el software HEC-RAS, las cuales posteriormente se verificaron con datos manuales (ecuación de Manning, Rehbock, ecuación para compuertas), dado esto, se evidenció que el material más adecuado es el acrílico, puesto que es el que demuestra mayor similitud en el comportamiento del flujo. Finalmente se concluyó que los canales hidrodinámicos son de gran importancia para el aprendizaje del comportamiento hidráulico, al igual que sus modelaciones pueden ser comprobadas efectivamente en HEC-RAS, como una herramienta que se asemeja a los comportamientos de flujos en la vida cotidiana.

Palabras claves: canales abiertos, estructuras lineales, flujo uniforme, Hec-Ras, modelaciones.

ABSTRACT

In this research aims to determine the hydrodynamic behavior that are evident in the laboratory practice, having as main component the hydrodynamic channels which will allow the study of the behavior of the fluids to free surface and the theoretical verification through experimental tests. Taking into account the proposed channel prototype in the UTB for different flow conditions (uniform flow, presence of weirs and gates), produced a series of modeling software in the HEC-RAS, which subsequently were verified with data manuals (equation of Manning, Rehbock, equation for gates), given this, it became apparent that the most appropriate material is the acrylic, since it is the demonstrating greater similarity in the behavior of the flow. Finally the study concluded that the hydrodynamic channels are of great importance to the learning of the hydraulic behavior, like their modeling can be tested effectively at HEC-RAS, as a tool that resembles the behavior of flows in the daily life.

Keywords: open channels, linear Structures, flow uniform, Hec - Ras modeling

1. INTRODUCCIÓN

A través del tiempo el hombre en su necesidad constante de cambio y adaptación, por medio de la ingeniería ha logrado una gran cantidad de objetivos para su desarrollo, dentro de lo cual podemos destacar los realizados en los campos de la hidráulica, específicamente el diseño de los canales hidrodinámicos.

Los canales hidrodinámicos tales como el de ETSIN y el CEHIPAR (Canal de Experimentación hidrodinámica el Pardo), ubicados en España, han permitido el ensayo y aplicación de modelos en las industrias navales y marítimas, así como también en la parte mercante, pesquera y deportiva, para poder predecir el comportamiento de los buques e instalaciones marítimas y comprobar la eficiencia hidrodinámica.

En esta ocasión se investiga acerca de los canales de ensayo hidrodinámico de pendiente variable utilizados en laboratorios, los cuales permiten la experimentación del flujo a superficie libre y los cambios que pueden presentarse en el flujo al momento de insertar estructuras tales como: vertederos, compuertas, etc.

Al permitir una gran variedad de experimentaciones se convierten en el punto inicial para el diseño hidráulico y posterior implementación en los sistemas naturales.

Por medio de modelaciones realizadas con ayuda del software HEC-RAS, se simulará el comportamiento del flujo en el canal con diferentes materiales y pendientes asignadas, para poder comprobar la eficiencia y detallar las respectivas recomendaciones para la construcción del canal hidrodinámico que será ubicado en el laboratorio de mecánica de fluidos de la Universidad Tecnológica de Bolívar.

1.1. Campo de Investigación

La investigación estará dirigida a la Universidad Tecnológica de Bolívar, específicamente al programa de Ingeniería Civil y Ambiental.

1.2. Descripción del Problema

En nuestro proyecto de grado se elaborará la revisión hidráulica del canal hidrodinámico de pendiente variable de la Universidad Tecnológica de Bolívar (UTB), como un medio para entender el comportamiento de los fluidos a superficie libre y estudiar los fenómenos de

hidrodinámica en canales abiertos, cuando hay presencia de distintas estructuras hidráulicas que modifican de una u otra manera el tipo de flujo, debido a la presencia de distintos factores físicos.

Este proyecto representa un insumo importante para la construcción de dicho canal, puesto que en este documento se consignaran todos los aspectos, pautas y recomendaciones necesarias para la posterior implementación.

1.3. Justificación

En la actualidad es conocida la importancia de las clases prácticas en la formación de los estudiantes de ingeniería, para poder profundizar los conocimientos teóricos y demostrar su aplicación.

En este caso se resalta el papel de los canales de ensayos hidrodinámicos de pendiente variable, puesto que permiten la verificación de estudios realizados mediante la investigación. Con ayuda de los distintos modelos hidrodinámicos presentes hoy en día, es posible analizar la dinámica de los flujos a superficie libre, promoviendo el conocimiento de la hidráulica, el flujo en canales y cauces, entre otros. Por lo tanto dichos modelos se han convertido en el punto de partida para abarcar cualquier tipo de diseño hidráulico y así poder conocer la respuesta de los sistemas naturales frente a diversos problemas ambientales. Entonces, la revisión hidráulica de un canal hidrodinámico se convierte en una unidad base que proporciona un amplio rango de alternativas de experimentación, por lo tanto, dentro de las posibles prácticas de laboratorio que se pueden llevar a cabo se encuentran: Propiedades geométricas de canales abiertos, energía específica, resalto hidráulico, vertederos, flujo uniforme y gradualmente variado. Las dimensiones del canal prototipo propuesto por la UTB son: Longitud de 6m, Alto de 0.6m y base de 0.5m.

2. OBJETIVOS

2.1. Objetivos Generales

Llevar a cabo la revisión hidráulica del canal hidrodinámico de dimensiones de 0.5 x 0.6 metros para la Universidad Tecnológica de Bolívar, empleando herramientas de modelación hidráulica con el fin de verificar su funcionamiento ante diferentes estructuras hidráulicas.

2.2. Objetivos Específicos

- ✓ Realizar la revisión hidráulica del canal hidrodinámico considerando el modelo HEC-RAS, con el objetivo de verificar la capacidad hidráulica del mismo.
- ✓ Confrontar los resultados del modelo hidráulico Hec-Ras con las ecuaciones teóricas de Manning, para el caso del flujo uniforme; de Rehbock, para los vertederos rectangulares y ecuaciones de compuertas.
- ✓ Efectuar cotizaciones de canales hidrodinámicos, con el fin de analizar las suministradas por las distribuidoras vs la construcción independiente para la toma de decisiones.

2.3. Alcance

La investigación abarca la revisión hidráulica de un canal hidrodinámico de pendiente variable, el cual será implementado posteriormente en el laboratorio de mecánica de fluidos de la Universidad Tecnológica de Bolívar. Para la revisión se tendrá como soporte una parte del prototipo del canal que se encuentra actualmente construido cuyas dimensiones son: Alto de 60 cm, Ancho de 50 cm, largo de 300cm y 1.1 cm de espesor.

3. MARCO DE REFERENCIA

3.1. ANTECEDENTES

Estos son algunos canales hidrodinámicos de investigación que se han realizado a nivel mundial:

- Canal Hidrodinámico de laboratorio (GUNT Hamburg)¹.

GUNT Hamburg es una empresa localizada en Alemania encargada de desarrollar, producir y comercializar equipos utilizados en la formación técnica en escuelas de formación profesional, técnicas superiores y en universidades. Actualmente tiene una red de distribución en más de 80 países del mundo. Dentro de las diferentes áreas en las que se enfatiza esta empresa se encuentran algunas como: Ingeniería mecánica, Ingeniería de procesos, mecánica de fluidos e Ingeniería térmica y de procesos.

En el campo de la mecánica de fluidos se destacan diversos diseños de canales hidrodinámicos que han sido implementados en laboratorios de distintas universidades. Algunos ejemplos son: El canal hidrodinámico de flujo HM 160 (**Figura 3-1.**), el canal hidrodinámico modular HM 162 (**Figura 3-2.**) y el canal hidrodinámico grande HM 161 (**Figura 3-3.**), los cuales permiten realizar ensayos en el sector de la construcción hidráulica de canales abiertos, la visualización del efecto que provoca la forma de la pared sobre la velocidad de los flujos, medición de los caudales de paso, el análisis del estudio de los procesos de corriente en las presas, entre otros.

¹GUNT Hamburg, (2005). Equipos para la educación en ingeniería. Alemania. Recuperado de http://www.gunt.de/static/s3191_3.php?p1=&p2=&pN=.

Figura 3-1. Canal hidrodinámico de flujo HM 160



Fuente: GuntHamburg.

Figura 3-2. Canal hidrodinámico modular HM 162



Fuente: GuntHamburg.

Figura 3-3. Canal hidrodinámico grande HM 161

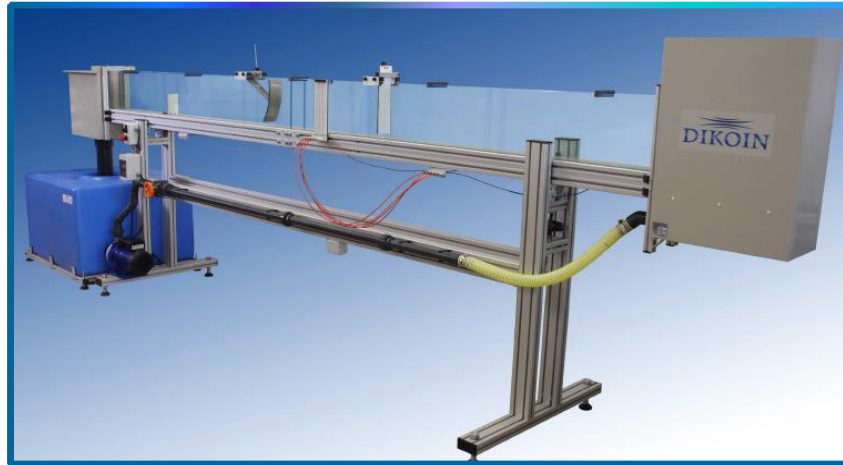


Fuente: GuntHamburg.

- La empresa DIKOIN ubicada en Vizcaya, España se dedica al diseño, producción y comercialización de una gran variedad de equipos didácticos técnicos y de equipamiento de ensayo para laboratorios.

Se destaca el diseño y ejecución del canal hidrodinámico FL 05.1 (**Figura 3-4.**), el cual brinda la posibilidad de estudiar el comportamiento de los fluidos en canales abiertos por medio de experiencias de laboratorio mediante la medición de variables tales como: la velocidad en los diferentes puntos de una sección transversal, análisis y estudio del flujo bajo compuertas, estudio del resalto hidráulico, etc.²

Figura 3-4. Canal hidrodinámico FL 05.1



Fuente: DIKOIN

- La empresa Didacta Italia ha realizado una serie de canales de pendiente variable con el propósito de estudiar los fenómenos de hidrodinámica en canales abiertos. (**Figura 3-5.**)³

Figura 3-5. Canal de pendiente variable



Fuente: Didacta Italia.

² Anónimo. (2006). Dikoin Ingeniería SL. Equipos de ensayo para investigación. Vizcaya, España. Recuperado de www.dikoin.com

³ J. VALLE, M. TERCEÑO, E. CARRILLO (Octubre 2007). Estudio de incertidumbres y errores sistemáticos en los ensayos en canales de experiencias hidrodinámicas.

- La Universidad de Cartagena posee un canal hidrodinámico de pendiente variable en el Campus de Ciencias Económicas e Ingeniería, ubicado en el barrio Piedra de Bolívar en la Ciudad de Cartagena, este prototipo de canal tiene unas dimensiones de 30cm de ancho y 9m de largo (**Figura 3-6.**), fue construido hace aproximadamente 40 años por la compañía Inglesa ARMFIELD. Este canal está compuesto por un tanque de almacenamiento, una bomba centrífuga, un tubo Venturi, un canal de cristal, un dispositivo para medir la Tirante tanto aguas abajo como aguas arriba y múltiples estructuras como compuertas y vertederos(rectangulares, triangulares, trapezoidales y circulares)(**Figuras 3-7.y 3-8.**).

Figura 3-6. Vista panorámica canal hidrodinámico de la U de C.



Figura 3-8. Bomba Centrífuga



Figura 3-7. Tubo Venturi y Manómetro



Cotizaciones.

1. Dikoin, la empresa de Vizcaya- España, tiene su distribuidora en América latina, la cual se denomina Edylab-equipamientos, S.L y suministró la cotización.

Figura 3-9. Cotización del canal hidrodinámico 2.5 metro (Edylab-equipamientos)

OFERTA No 108-14							
14-3-2014							
CLIENTE: UNIVERSIDAD TECNOLÓGICA BOLÍVAR (CARTAGENA DE INDIAS) Atn. D ^a Danna Guardo, Carolina Torres							
C/ TELF EMAIL: damely_01@hofmail.com							
ITEM	REFERENCIA	DESCRIPCION			PRECIO UNITARIO	CANT.	PRECIO TOTAL
MICROSCOPIA							
1	FL 05.1	Canal 2,5 m.	11639.58	1	11 639.58		
ACCESORIOS INCLUIDOS EN EL CANAL							
	HD.Z.01	Multimanómetro 4 tubos					
	HD.Z.05	tubo de Pitot + limnómetro					
	HD.Z.10	Vertedero de pared delgada sin contracción					
	HD.Z.11	Compuerta vertical					
	HD.Z.12	Compuerta radial					
ACCESORIOS NO INCLUIDOS							
1.1	HD.Z.02	Manómetro inclinado para lectura del tubo de Pitot	249.33	1	249.33		
1.2	HD.Z.15	Vertedero de pared gruesa rectangular	260.00	1	260.00		
1.3	HD.Z.16	Vertedero de pared gruesa triangular	300.00	1	300.00		
1.4	HD.Z.17	Presa-vertedero	390.57	1	390.57		
1.5	HD.Z.20	Sifón	949.33	1	949.33		
1.6	HD.Z.21	Canal Venturi	640.00	1	640.00		
PRECIO TOTAL EX WORKS BILBAO			EURO		14 428.81		
CONDICIONES DE VENTA: ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN INSTALACIÓN, NI FORMACIÓN LOS PRECIOS SON NETOS, EXPRESADOS EN EUROS VALIDEZ DE LA OFERTA: 60 días PLAZO DE ENTREGA: 100 A 120 DÍAS FORMA DE PAGO: 50% A LA REALIZACIÓN DEL PEDIDO, 50% A LA CONFIRMACIÓN DE ENTREGA DEL PEDIDO ENTREGA: EX works BILBAO							

2. La empresa alemana GUNT Hamburg posee una distribuidora de sus equipos y productos en Colombia denominada ELECTROEQUIPOS COLOMBIA S.A.S, gracias a la cual se obtuvieron las siguientes cotizaciones:

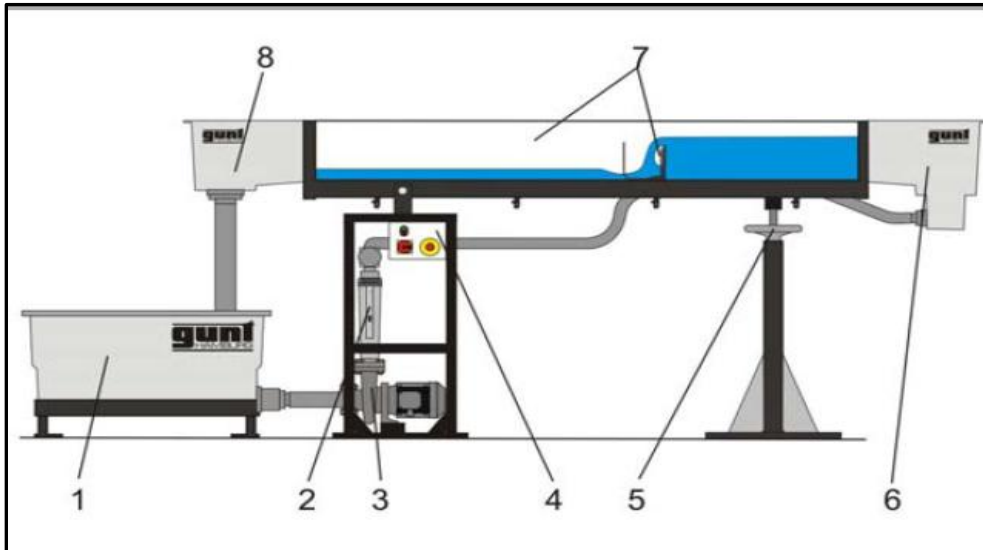
Figura 3-11. Cotización del canal hidrodinámico 2.5 metros (Electroequipos S.A.S.)



ELECTROEQUIPOS
NIT: 830.065.750-6

GUNT 119-14					
Señor(es)		Fecha	12/03/2014		
Ing. Oscar coronado					
Universidad Tecnológica de Cartagena		Ciudad	Cartagena		
<p>Les agradecemos su interés en nuestro Programa de Formación y Entrenamiento. Adjunto encontrarán las condiciones técnicas y comerciales de nuestra representada.</p>					
ÍTEM	DESCRIPCION	REFERENCIA	CANT	VALOR UNIT.	VALOR TOTAL
1	CANAL HIDRODINÁMICO DE LABORATORIO	HM 160	1	\$ 118,383,900	\$ 118,383,900
2	ELEMENTO DE EXTENSIÓN, 2.5 M	HM 160.10	1	\$ 29,495,800	\$ 29,495,800
3	PRESA DE PROTECCIÓN REGULABLE	HM 160.29	1	\$ 4,726,400	\$ 4,726,400
4	PRESA DE REGULACIÓN RADIAL	HM 160.40	1	\$ 5,138,900	\$ 5,138,900
5	PRESA DE PLACAS	HM 160.30	1	\$ 3,807,100	\$ 3,807,100
6	PRESA DE CRESTA ANCHA	HM 160.31	1	\$ 3,482,900	\$ 3,482,900
7	PRESA TRAPEZOIDAL	HM 160.33	1	\$ 1,155,100	\$ 1,155,100
8	PRESA DE SIFÓN	HM 160.36	1	\$ 12,464,200	\$ 12,464,200
9	PRESA OGEE CON MEDIDA DE PRESION	HM 160.34	1	\$ 7,702,500	\$ 7,702,500
10	PRESA OGEE CON 2 SALIDAS	HM 160.32	1	\$ 4,219,600	\$ 4,219,600
11	ELEMENTOS PARA LA DISIPACIÓN DE ENERGÍA	HM 160.35	1	\$ 3,170,500	\$ 3,170,500
12	FONDO	HM 160.44	1	\$ 8,350,700	\$ 8,350,700
13	ALCANTARILLA	HM 160.45	1	\$ 8,604,200	\$ 8,604,200
14	JUEGO DE PILAS, 7 PERFILES	HM 160.46	1	\$ 3,288,400	\$ 3,288,400
15	DISPOSITIVO DE MEDICIÓN VENTURI	HM 160.51	1	\$ 5,722,300	\$ 5,722,300
16	PILOTES VIBRANTES	HM 160.61	1	\$ 3,123,500	\$ 3,123,500
17	TRANSPORTE DE SEDIMENTO	HM 160.97	1	\$ 31,994,500	\$ 31,994,500
18	GENERADOR DE OLAS	HM 160.41	1	\$ 19,341,700	\$ 19,341,700
19	SIMULACION DE PLAYA ALISADA	HM 160.42	1	\$ 3,147,100	\$ 3,147,100
20	DISPOSITIVO DE MEDICIÓN DE NIVEL	HM 160.52	1	\$ 3,258,900	\$ 3,258,900
21	TUBO DE PRANDTL	HM 160.50	1	\$ 4,060,400	\$ 4,060,400
22	VELOCIMETRO DIGITAL	HM 160.64	1	\$ 16,819,400	\$ 16,819,400
23	10 TUBOS MANOMETRICOS	HM 160.53	1	\$ 3,559,600	\$ 3,559,600
				SUBTOTAL	\$ 305,017,600
				IVA 16%	\$ 48,802,816
				TOTAL	\$ 353,820,416

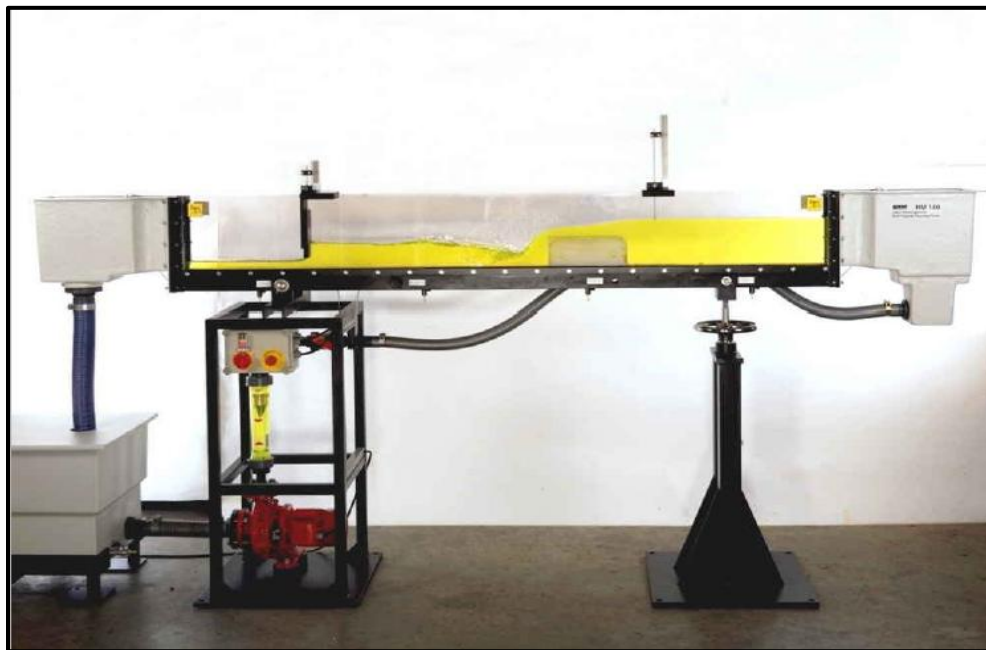
Figura 3-12. Especificaciones del canal hidrodinámico 2.5 metros (Electroequipos S.A.S.)



Fuente: GuntHamburg- Electroequipos S.A.S.

- 1: Tanque de Agua 2: Medidor del Flujo 3: Bomba 4: Caja del interruptor
5: Ajuste de la Inclinación 6-8: Elemento de entrada y salida 7: Sección Experimental

Figura 3-13. Canal Hidrodinámico 2.5 metros (Electroequipos S.A.S.)



Fuente: GuntHamburg- Electroequipos S.A.S.

Tabla 3-1. Cotizaciones suministradas por las distribuidoras internacionales.

EMPRESA/ DISTRIBUIDORA	LONGITUD DEL CANAL	VALOR COTIZADO
DIKOIN / Edylab- equipamientos.	2.5 metros	\$ 37'362,318 pesos
	5.0 metros	\$ 50'925,547 pesos
Gunt Hamburg / Electroequipos Colombia S.A.S.	2.5 metros	\$ 353'820.416 pesos

3.2. MARCO TEÓRICO

3.2.1. Canales Abiertos

3.2.1.1. *Generalidades*

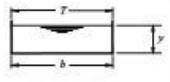

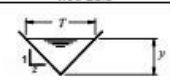
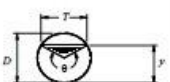

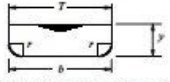

Los canales abiertos hacen referencia al tipo de canal en el cual el agua fluye en una superficie libre. Pueden clasificarse en naturales o artificiales dependiendo de su origen. Los canales naturales comprenden todos los cursos de agua que se encuentran de manera natural en nuestro planeta, y pueden variar considerablemente de tamaño, desde pequeños arroyuelos hasta grandes ríos. Las propiedades hidráulicas de un canal de origen natural son consideradas irregulares, por lo cual se necesita de la ayuda de otras ciencias como la geomorfología e hidrología para poder entender el comportamiento de dichos canales. Los canales artificiales son aquellos construidos por el ser humano, tales como: canaletas, cunetas de drenajes, canales de centrales hidroeléctricas, canales de laboratorio etc., en cuanto a las propiedades de los canales artificiales se ha demostrado que son diseñados para el cumplimiento de determinados requisitos que son apoyados en teorías hidráulicas para poder simular comportamientos reales⁴.

3.2.1.2. *Geometría de un Canal*

Dentro de los canales artificiales se destacan secciones transversales, las cuales se derivan de siete (7) figuras geométricas regulares. En la siguiente tabla (**Tabla 3-2**) se muestran cada una de las figuras geométricas que comprenden las posibles secciones de un canal.

⁴Chow, V. T. (1994). Desarrollo del Flujo Uniforme y de sus Ecuaciones. En McGraw-Hill (Eds.), *Hidráulica de Canales Abiertos*(pp.19).Santafé de Bogotá: Editorial Nomos.

Tabla 3-2. Elementos geométricos en diversas secciones de canal

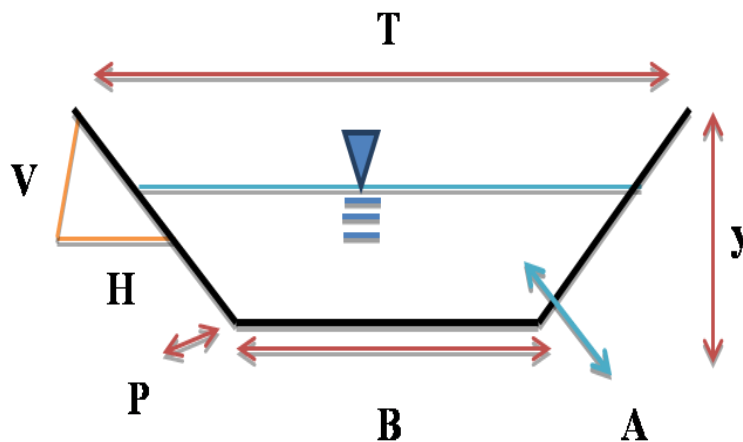
SECCION	AREA A	PERIMETRO MOJADO P	RADIO HIDRAULICO R	ANCHO SUPERFICIAL T	TIRANTE HIDRAULICO d	FACTOR HIDRAULICO Z
 RECTÁNGULO	by	$b + 2y$	$\frac{by}{b + 2y}$	b	y	$by^{\frac{5}{3}}$
 TRAPECIO	$(b + zy)y$	$b + 2y\sqrt{1 + z^2}$	$\frac{(b + zy)y}{b + 2y\sqrt{1 + z^2}}$	$b + 2zy$	$\frac{(b + zy)y}{b + 2zy}$	$\frac{[(b + zy)y]^{\frac{5}{2}}}{\sqrt{b + 2zy}}$
 TRIANGULO	zy^2	$2y\sqrt{1 + z^2}$	$\frac{zy}{2\sqrt{1 + z^2}}$	$2zy$	$\frac{y}{2}$	$\frac{\sqrt{2}}{2} zy^{\frac{5}{2}}$
 CIRCULO	$\frac{1}{8}(\theta - \text{sen}\theta)D^2$	$\frac{1}{2}\theta D$	$\frac{1}{4}\left(1 - \frac{\text{sen}\theta}{\theta}\right)D$	$\left(\frac{\text{sen}\theta}{2}\right)D$, ó $2\sqrt{y(D - y)}$	$\frac{1}{8}\left(\frac{\theta - \text{sen}\theta}{\text{sen}\frac{\theta}{2}}\right)D$	$\frac{\sqrt{2}}{32}\left(\frac{\theta - \text{sen}\theta}{\text{sen}\frac{\theta}{2}}\right)^{\frac{5}{2}}D^{\frac{5}{2}}$
 PARÁBOLA	$\frac{2}{3}Ty$	$T + \frac{8}{3}\frac{y^2}{T}$ *	$\frac{2T^2y}{3T^2 + 8y^2}$	$\frac{3A}{2y}$	$\frac{2}{3y}$	$\frac{2}{9}\sqrt{6Ty}^{1.5}$
 RECTÁNGULO CON ESQUINAS REDONDEADAS	$\left(\frac{\pi}{2} - 2\right)r^2 + (b + 2r)y$	$(\pi - 2)r + b + 2y$	$\frac{\left(\frac{\pi}{2} - 2\right)r^2 + (b + 2r)y}{(\pi - 2)r + b + 2y}$	$b + 2r$	$\frac{\left(\frac{\pi}{2} - 2\right)r^2}{b + 2r} + y$	$\frac{\left[\left(\frac{\pi}{2} - 2\right)r^2 + (b + 2r)y\right]^{1.5}}{\sqrt{b + 2r}}$
 TRIANGULO CON FONDO REDONDEADO	$\frac{T^2}{4z} - \frac{r^2}{z}(1 - z \cot^{-1} z)$	$\frac{T}{z}\sqrt{1 + z^2} - \frac{2r}{z}(1 - z \cot^{-1} z)$	$\frac{A}{P}$	$2[z(y - r) + r\sqrt{1 + z^2}]$	$\frac{A}{T}$	$A\sqrt{\frac{A}{T}}$

* Aproximación satisfactoria para el intervalo $0 \leq x \leq 1$, siendo $x = \frac{4y}{T}$, para $x > 1$, la expresión exacta es $D = \frac{T}{2} \left[\sqrt{1 + x^2} + 1/x \ln \left(x + \sqrt{1 + x^2} \right) \right]$

Fuente: Ven Te Chow.

Los elementos geométricos son propiedades de una sección de canal que pueden ser definidos con base a la geometría de la sección y la profundidad de flujo. Las fórmulas para determinar cada una de dichas propiedades se encuentran en la imagen mencionada anteriormente (**Figura 3-14**). En la siguiente figura se detalla la ubicación de los elementos geométricos en una determinada sección de canal:

Figura 3-14. Elementos geométricos de secciones de canales



Donde

y = Profundidad de Flujo medida verticalmente.	A = Área Mojada
B = Base del canal	P = Perímetro Mojado
$H-V$: Taludes	T = Anchura Superficial

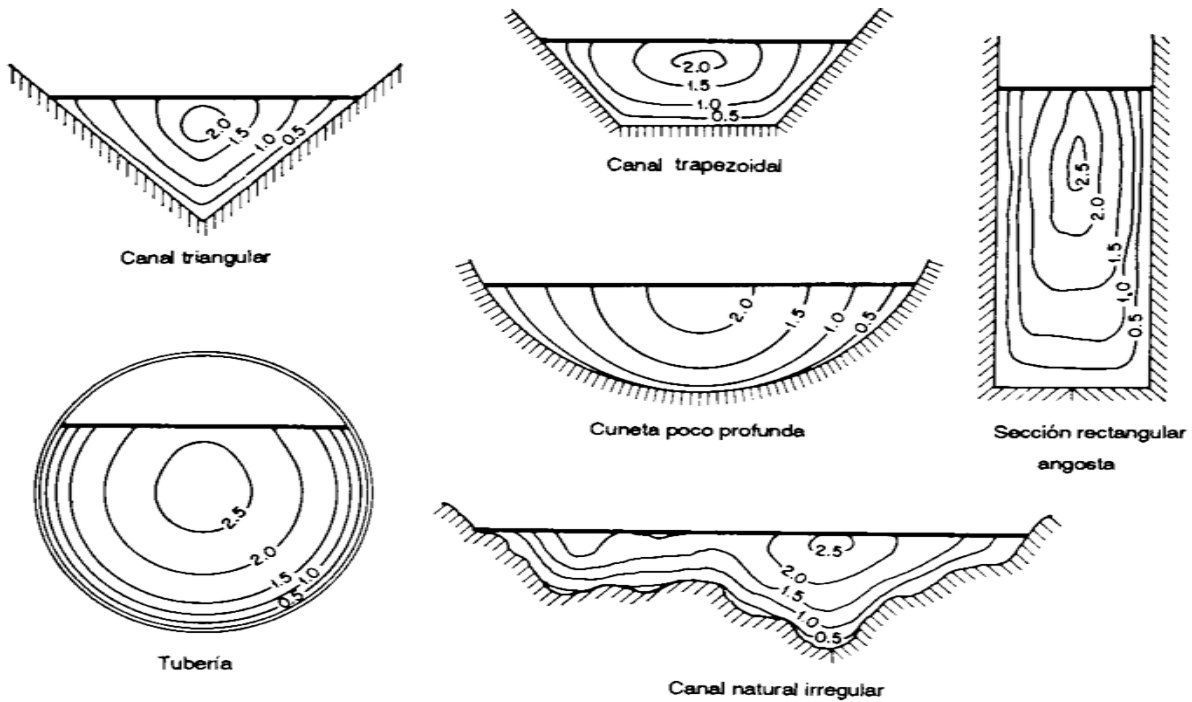
3.2.1.3. Distribución de la Velocidad

En un canal las velocidades no se encuentran distribuidas uniformemente a lo largo de la sección, debido a la presencia de superficie libre y a la fricción a lo largo de las paredes del canal.⁵

En la siguiente Figura se muestra la distribución de velocidades para varias secciones transversales de un canal. (**Figura 3-15**).

⁵Chow V.T., (1994). *HIDRAULICA DE CANALES ABIERTOS*. (J.G. Saldarriaga, Trad). Santafé de Bogotá: Mc Graw-Hill. (Trabajo publicado en 1959) pp(24)

Figura 3-15. Distribución de velocidades para varias secciones transversales.



Fuente: Ven Te Chow.

3.2.2. Flujo Uniforme

3.2.2.1. Características del Flujo Uniforme

Se considera que el flujo uniforme tiene las siguientes características principales: 1) la profundidad, el área mojada, la velocidad y el caudal en cada sección del canal son constantes; y 2) la línea de energía, la superficie del agua y el fondo del canal son paralelos; es decir, sus pendientes son todas iguales, o $S_f = S_w = S_o = S$. Para propósitos prácticos, el requerimiento de una velocidad constante puede interpretarse libremente como el requerimiento de que el flujo posea una velocidad media constante. Sin embargo, en rigor, esto significaría que el flujo posee una velocidad constante en cada punto de la sección del canal dentro del tramo del flujo uniforme. En otras palabras, la distribución de velocidades a través de la sección del canal no se altera dentro del tramo.

Se considera que el flujo uniforme es solo permanente, debido a que el flujo uniforme no permanente prácticamente no existe. En corrientes naturales, aun el flujo uniforme permanente es raro, debido a que en ríos y corrientes en estado natural casi nunca se experimenta una condición

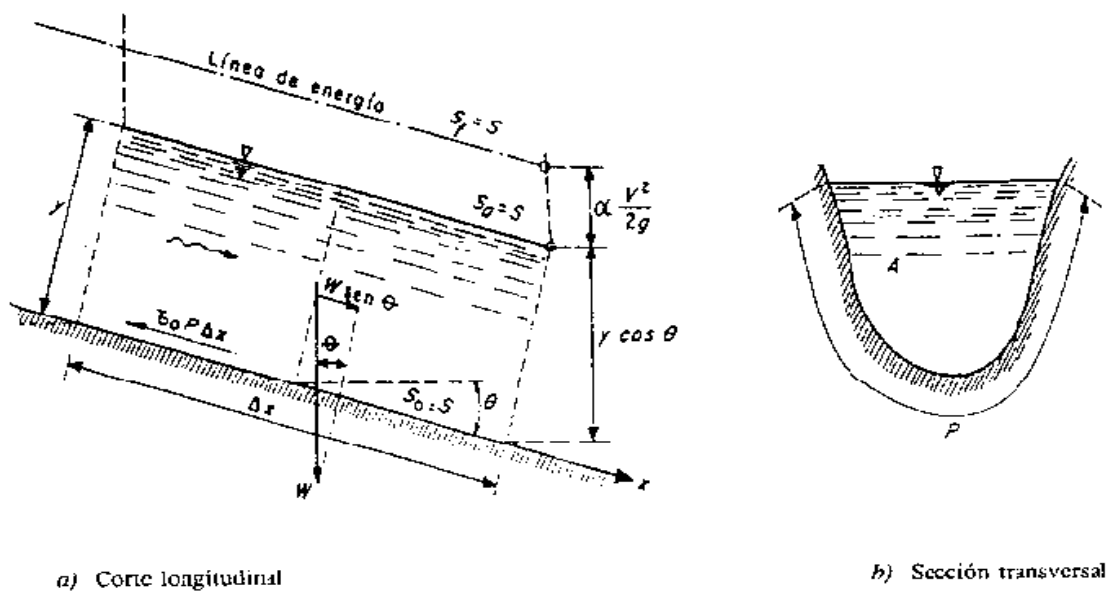
estricta de flujo uniforme. A pesar de esta desviación de la realidad a menudo se supone una condición de flujo uniforme para el cálculo de flujo en corrientes naturales. Los resultados obtenidos a partir de esta suposición son aproximados y generales, pero ofrecen una solución relativamente simple y satisfactoria para muchos problemas prácticos.

El flujo uniforme no puede ocurrir a velocidades muy altas, a menudo conocidas como ultra rápidas. Esto se debe a que, cuando el flujo uniforme alcanza una cierta velocidad alta, se vuelve muy inestable. A velocidades más altas el flujo eventualmente atrapa aire y se volverá inestable⁶.

El flujo uniforme puede ser laminar o turbulento, pero las dimensiones relativamente grandes de la mayoría de los canales, combinadas con la pequeña viscosidad del agua, obligan a que el laminar sea poco común en la práctica. Además, aunque la velocidad media sea suficientemente pequeña para permitirlo, factores secundarios, como los disturbios ocasionados por el viento, de manera habitual producen aceleraciones locales o corrientes que exceden la velocidad límite laminar cuando el tirante es bajo.

La única ocurrencia genuina del flujo laminar se presenta en el drenaje del agua de lluvia sobre cubiertas, techos y pavimentos de poca pendiente, debido a la pequeña magnitud del tirante. En los ríos la rugosidad de la frontera es por lo general tan grande, que aun el flujo turbulento de pared hidráulicamente lisa rara vez ocurre.

Figura 3-16. Volumen de control en flujo uniforme



Nota. Fuente: Ven Te Chow.

⁶Chow V.T., (1994). *HIDRAULICA DE CANALES ABIERTOS*. (J.G. Saldarriaga, Trad). Santafé de Bogotá: Mc Graw-Hill. (Trabajo publicado en 1959) pp(87-88)

Para que se establezca un flujo uniforme es necesario que exista un balance dinámico entre el componente de la fuerza de peso en la dirección del flujo y la de fricción (**Figura 3-16**). Para alcanzar o alejarse de este equilibrio es forzosa la presencia de un flujo variado antes o después del uniforme, o entre dos uniformes distintos. Cuando la longitud del canal no es suficiente para alojar uno u otra transición, el flujo uniforme no alcanza a establecerse⁷.

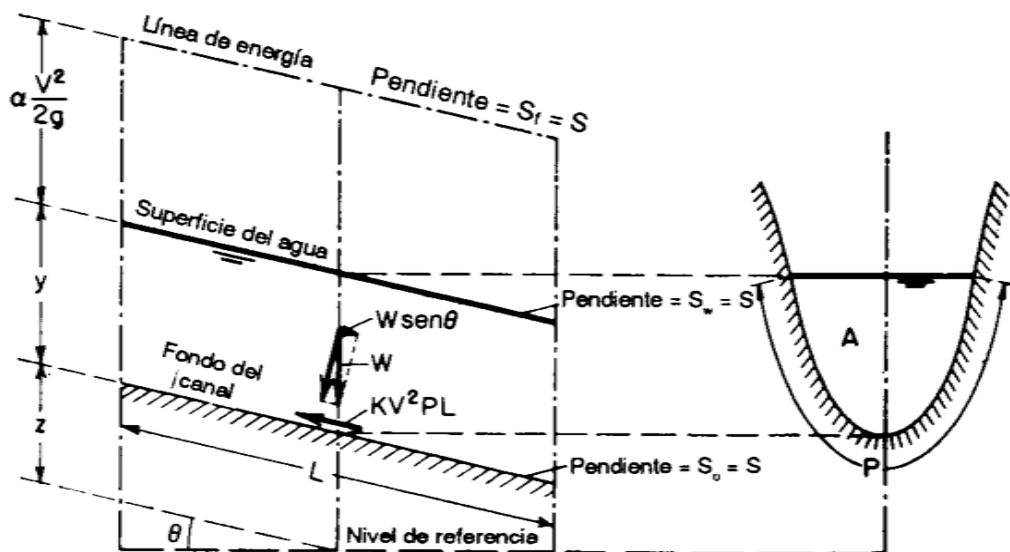
3.2.2.2. La Ecuación de Chézy

En 1769 el ingeniero francés Antoine Chézy desarrollaba probablemente la primera ecuación de flujo uniforme, la famosa *ecuación de Chézy*, que a menudo se expresa como sigue:

$$V = C\sqrt{RS}$$

Donde V es la velocidad media en pies/s, R es el radio hidráulico en pies, S es la pendiente de la línea de energía y C es un factor de resistencia de flujo, conocido como *C de Chézy*. La ecuación de Chézy puede deducirse matemáticamente a partir de dos suposiciones. La primera suposición fue hecha por Chézy. Esta establece que la fuerza que resiste el flujo por unidad de área del lecho de la corriente es proporcional al cuadrado de la velocidad; es decir, esta fuerza es igual a KV^2 , donde K es una constante de proporcionalidad. La superficie de contacto del flujo con el lecho de la corriente es igual al producto del perímetro mojado y la longitud del tramo del canal o PL (**Figura 3-17**). Luego la fuerza total que resiste el flujo es igual a KV^2PL .

Figura 3-17. Deducción de la ecuación de Chézy



Fuente: Sotelo.

⁷ Sotelo, G. (2002). *Hidráulica de Canales* (pp.65-66). México, D.F: Limusa S.A.

La segunda suposición es el principio básico del flujo uniforme del flujo uniforme, el cual se cree que fue establecido por primera vez por Brahms en 1954. Esta establece que en el flujo uniforme la componente efectiva de la fuerza gravitacional que causa el flujo debe ser igual a la fuerza total de resistencia. La componente efectiva de la fuerza gravitacional es paralela al fondo del canal e igual a $wALS \sin \theta = wALS$, donde w es el peso unitario del agua, A es el área mojada, θ es el ángulo de la pendiente y S la pendiente del canal. Entonces, $wALS = KV^2PL$. Si $A/P = R$ y $\sqrt{w/K}$ se reemplazan por un factor C ; la ecuación anterior se reduce a la ecuación de Chézy $V = \sqrt{(w/K)(A/P) S} = C\sqrt{RS}$.⁸

3.2.2.3. La Ecuación de Manning

En 1889 el ingeniero Irlandés Robert Manning presentó una ecuación, la cual se modificó más adelante hasta llegar a su bien conocida forma actual

$$V = \frac{1}{n} R^{2/3} \sqrt{S}$$

Donde V es la velocidad media en pies/s, R es el radio hidráulico en pies, S es la pendiente de la línea de energía y n es el coeficiente de rugosidad, específicamente conocido como n de Manning. Esta ecuación fue desarrollada a partir de siete ecuaciones diferentes, basada en los datos experimentales de Bazin y además verificada mediante 170 observaciones. Debido a la simplicidad de su forma y a los resultados satisfactorios que arroja en aplicaciones prácticas, la ecuación de Manning se ha convertido en la más utilizada de todas las ecuaciones de flujo de canales abiertos.

No es raro que los ingenieros piensen que un canal tiene un valor único de n para todas las ocasiones. En realidad, el valor de n es muy variable y depende de un cierto número de factores. Para seleccionar el valor de n apropiado para diferentes condiciones de diseño, resulta muy útil tener un conocimiento de estos factores que ejercen la mayor influencia sobre el coeficiente de rugosidad tanto en canales artificiales como en canales naturales. Estos factores son los siguientes:

- a) Rugosidad superficial
- b) Vegetación

⁸Chow V.T., (1994). *HIDRAULICA DE CANALES ABIERTOS*. (J.G. Saldarriaga, Trad). Santafé de Bogotá: Mc Graw-Hill. (Trabajo publicado en 1959) pp(91-92)

- c) Irregularidad del canal
- d) Alineamiento del canal
- e) Sedimentación y socavación
- f) Obstrucción
- g) Tamaño y forma del canal
- h) Nivel y caudal
- i) Cambio estacional
- j) Material en suspensión y carga de lecho

En la Anexo 1, se presentan una lista de valores de n para canales de diferentes clases. Para cada tipo de canal se muestran los valores mínimo, normal y máximo de n . Los valores normales para canales artificiales dados en la tabla se recomiendan solo para canales con buen mantenimiento. A continuación se muestra una tabla resumida de los materiales más utilizados para el diseño. (Véase **Tabla 3-3**).⁹

Tabla 3-3. Valores de coeficiente de rugosidad n con mayor utilidad para el diseño.

TIPO DE CANAL Y DESCRIPCIÓN	MÍNIMO	NORMAL	MÁXIMO
Conductos Cerrados que fluyen parcialmente llenos.			
	0.009	0.010	0.013
1) Metal:	0.010	0.013	0.014
Latón liso	0.010	0.012	0.014
Hierro Fundido: Recubierto			
Acero	0.009	0.010	0.013
	0.010	0.011	0.013
2) No Metal:			
Vidrio			
Cemento			
Madera	0.010	0.012	0.014
Concreto	0.014	0.017	0.020
Ladrillo Barnizado	0.011	0.013	0.015
Mampostería Piedra cementada	0.017	0.025	0.030

Fuente: Vente Chow.

⁹Chow V.T., (1994). *HIDRAULICA DE CANALES ABIERTOS*. (J.G. Saldarriaga, Trad). Santafé de Bogotá: Mc Graw-Hill. (Trabajo publicado en 1959) pp(96-111).

3.2.3. Cálculo Flujo Uniforme¹⁰

3.2.3.1. Conductividad de una sección del canal

En el caudal de flujo uniforme en un canal puede expresarse como el producto de la velocidad y el área mojada,

$$Q = V.A = C.A.R^x . S^y = K . S^y$$

Donde,

$$K = C.A.R^x$$

El término K se conoce como conductividad de la sección del canal; es una medida de la capacidad de transporte de la sección del canal, debido a que es directamente proporcional a Q . Cuando se utiliza la ecuación de Manning o la ecuación de Chézy como ecuación de flujo uniforme, es decir, cuando $y=1/2$, el caudal de la ecuación se convierte en

$$Q = K\sqrt{S}$$

Y la conductividad es

$$K = \frac{Q}{\sqrt{S}}$$

Esta ecuación puede utilizarse para calcular la conductividad cuando tanto el caudal como la pendiente del canal están determinados.

Cuando se utiliza la ecuación de Chézy, la ecuación se convierte en

$$K = C.A.R^{1/2}$$

Donde C es el factor de resistencia de Chézy. De manera similar, cuando se utiliza la ecuación de Manning,

$$K = \frac{1}{n} . A . R^{2/3}$$

Las anteriores dos ecuaciones se utilizan para calcular la conductividad cuando la geometría del área mojada y el factor de resistencia o coeficiente de rugosidad están determinados.

¹⁰Chow V.T., (1994). *HIDRAULICA DE CANALES ABIERTOS*. (J.G. Saldarriaga, Trad). Santafé de Bogotá: Mc Graw-Hill. (Trabajo publicado en 1959) pp(126-146).

3.2.3.2. *El factor de sección para cálculo de flujo uniforme*

La expresión $A.R^{2/3}$ se conoce como factor de sección para el cálculo de flujo uniforme, y es un elemento importante en el cálculo de flujo uniforme. A partir de la ecuación anterior, este factor puede expresarse como

$$A.R^{2/3} = n K$$

Y a partir de la ecuación

$$A.R^{2/3} = \frac{n Q}{\sqrt{S}}$$

En primer lugar, la ecuación se aplica a una sección del canal cuando el flujo es uniforme. La parte derecha de la ecuación contiene los valores de n , Q y S ; pero su parte izquierda depende solo de la geometría del área mojada. Por consiguiente, la ecuación muestra que para una determinada condición de n , Q y S , existe solo una profundidad posible para mantener un flujo uniforme, siempre y cuando el valor de $A.R^{2/3}$ aumente con incrementos en la profundidad, lo cual es cierto en la mayor parte de los casos. Esta profundidad es la profundidad normal. Cuando en una sección del canal se conocen n y S , puede existir solo un caudal para mantener un flujo uniforme a través de la sección, siempre y cuando $A.R^{2/3}$ aumente siempre con un incremento en la profundidad. Este es el caudal normal.

$$Q = \frac{1}{n} A R^{2/3} \sqrt{S}$$

Ésta es esencialmente el producto del área mojada y la velocidad definida mediante la ecuación de Manning.

3.2.3.3. *El exponente hidráulico para el cálculo del flujo uniforme*

Debido a que la conductividad K es una función de la profundidad de flujo y , puede suponerse que

$$K^2 = C y^N$$

Donde C es un coeficiente y N es un parámetro conocido como exponente hidráulico para el cálculo de flujo uniforme.

A partir de una gráfica logarítmica de la ecuación, resulta evidente que el exponente hidráulico N correspondiente a la profundidad y es

$$N = 2 \frac{d(\ln K)}{d(\ln y)}$$

Ahora al resolver la ecuación aplicando logaritmos a ambos lados,

$$N = \frac{2y}{3A} \left(5T - 2R \frac{dP}{dy} \right)$$

Ésta última es la ecuación general para el exponente hidráulico N .

3.2.3.4. Cálculo de la profundidad normal y de la velocidad normal

A partir de la ecuación del flujo uniforme puede calcularse la profundidad normal y la velocidad normal. En los siguientes cálculos se utiliza la ecuación de Manning con tres métodos diferentes de solución.

a) *Método algebraico*. Para secciones de canal geoméricamente simples, la condición de flujo uniforme puede determinarse mediante una ecuación algebraica.

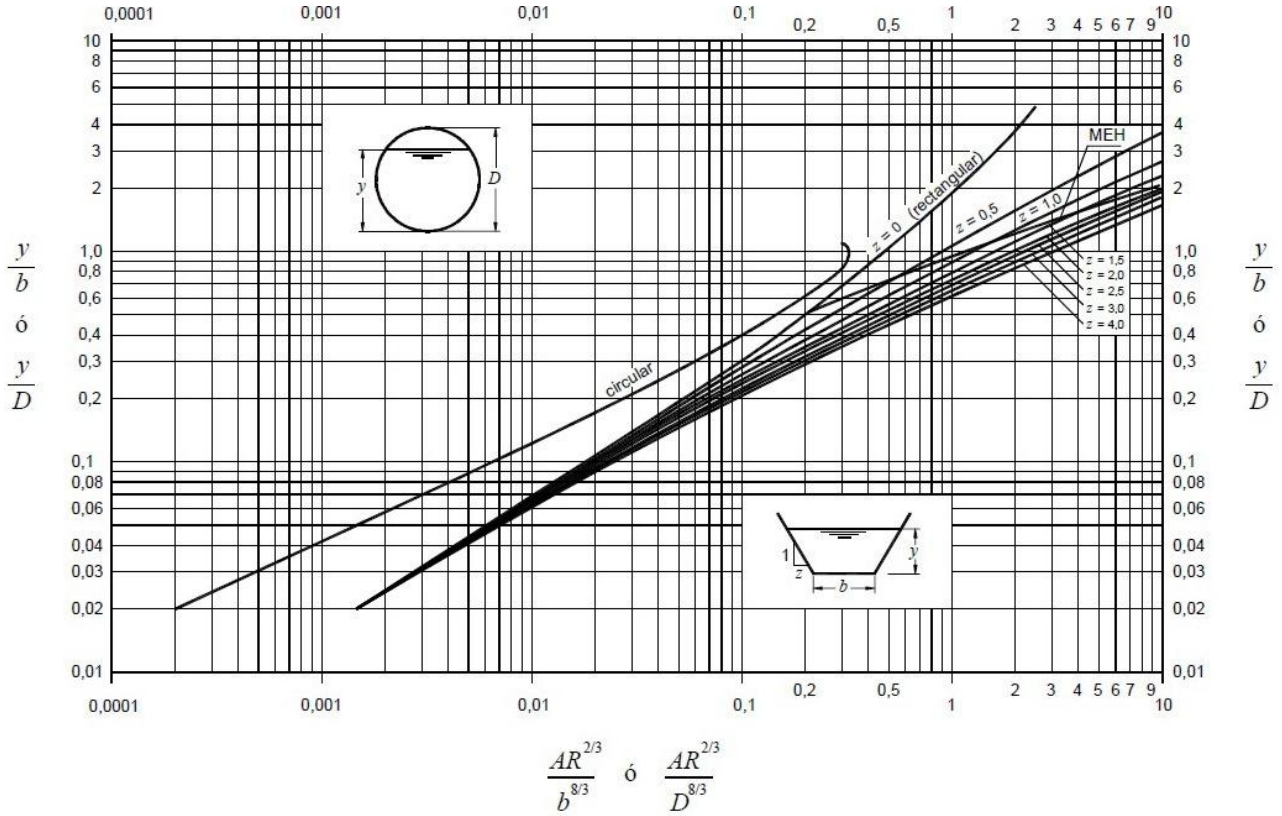
b) *Método gráfico*. Para canales con secciones transversales complicadas y con condiciones de flujo variables, se encuentra conveniente una solución gráfica al problema. Mediante este procedimiento, primero se construye una curva de y contra el factor de sección $A.R^{2/3}$ y se calcula el valor de $n*Q/\sqrt{S}$. De acuerdo con la ecuación $A.R^{2/3} = \frac{nQ}{\sqrt{S}}$, es evidente que la profundidad normal puede encontrarse en la curva de y -

$A.R^{2/3}$, donde la coordenada de $A.R^{2/3}$, es igual a valor calculado de $n*Q/\sqrt{S}$.

Cuando cambia el caudal, se calculan los nuevos valores de $n*Q/\sqrt{S}$ y la nueva profundidad normal correspondiente se encuentra en la misma curva.

c) *Método de las tablas de diseño*. Las tablas de diseño para determinar la profundidad normal son dadas por las curvas para determinar la profundidad normal mostrada en la **Figura 3-18**, estas pueden utilizarse con gran rapidez.

Figura 3-18. Curvas para determinar la profundidad normal



Fuente: Ven Te Chow.

3.2.3.5. Cálculo de las pendientes normal y crítica

Cuando se conocen el caudal y la rugosidad, la ecuación de Manning puede utilizarse para determinar la pendiente en un canal prismático en el cual el flujo es uniforme a determinada profundidad normal de flujo Y_n . La pendiente determinada de esta manera algunas veces se llama específicamente *pendiente normal* S_n .

Al variar la pendiente del canal hasta cierto valor, es posible cambiar la profundidad normal y hacer que el flujo uniforme ocurra en un estado crítico para el caudal y la rugosidad determinados. La pendiente así obtenida es la *pendiente crítica* S_c , y la profundidad normal correspondiente es igual a la profundidad crítica. La pendiente crítica mínima para un caudal de forma y rugosidad determinadas se conoce como *pendiente límite* S_L .

Además, al ajustar la pendiente y el caudal puede obtenerse un flujo uniforme crítico a determinada profundidad normal. La pendiente así obtenida se conoce como *pendiente crítica a determinada profundidad normal* S_{cn} .

3.2.3.6. *Problemas de cálculo de flujo uniforme*

El cálculo de flujo uniforme puede llevarse a cabo a partir de dos ecuaciones: la ecuación de continuidad y una ecuación de flujo uniforme. Cuando se utiliza la ecuación de Manning como ecuación de flujo uniforme, el cálculo involucrará las siguientes seis variables:

- El caudal normal Q
- La velocidad media de flujo V
- La profundidad normal y
- El coeficiente de rugosidad n
- La pendiente de canal S
- Los elementos geométricos que dependen de la forma de la sección de canal, como, A , R , etc.

Cuando se conocen cuatro de las anteriores seis variables, las dos restantes pueden determinarse a partir de las dos ecuaciones. Los siguientes son algunos de los tipos de problemas de cálculo de flujo uniforme:

- a. Calcular el caudal normal. En aplicaciones prácticas, este cálculo se requiere para la determinación de la capacidad de un canal determinado o para la construcción de una curva de calibración sintética para el canal.
- b. Determinar la velocidad de flujo. Este cálculo tiene muchas aplicaciones. Por ejemplo, a menudo se requiere para el estudio de efectos de socavación y sedimentación de un canal determinado.
- c. Calcular la profundidad normal. Este cálculo se requiere para la determinación del nivel de flujo en un canal determinado.
- d. Determinar la rugosidad del canal. Este cálculo se utiliza para averiguar el coeficiente de rugosidad en un canal determinado. El coeficiente determinado de esta manera puede utilizarse en otros canales similares.
- e. Calcular la pendiente del canal. Este cálculo se requiere para ajustar la pendiente de un canal determinado.
- f. Determinar las dimensiones de la sección de canal. Este cálculo se requiere principalmente para propósitos de diseño.

3.2.4. Diseño De Canales Con Flujo Uniforme¹¹

3.2.4.1. Canal no erosionable.

La mayor parte de los canales artificiales revestidos y construidos pueden resistir la erosión de manera satisfactoria y, por consiguiente, se consideran *no erosionables*. Los canales artificiales no revestidos por lo general son erosionables, excepto aquéllos excavados en cimentaciones firmes, como un lecho en roca. En el diseño de canales artificiales no erosionables, factores como la velocidad permisible máxima y la fuerza tractiva permisible no hacen parte del criterio que debe ser considerado. El diseñador simplemente calcula las dimensiones del canal artificial mediante una ecuación de flujo uniforme y luego decide acerca de las dimensiones finales con base en la eficiencia hidráulica o reglas empíricas de sección óptima, aspectos prácticos constructivos y economía. Los factores que se consideran en el diseño son: la clase del material que conforma el cuerpo del canal, la cual determina el coeficiente de rugosidad; la velocidad mínima permisible, para evitar la depositación si el agua mueve limos o basuras; la pendiente del fondo del canal y las pendientes laterales; el borde libre; y la sección más eficiente, ya sea determinada hidráulica o empíricamente.

3.2.4.2. Material y revestimiento no erosionable.

Los materiales no erosionables utilizados para formar el revestimiento de un canal o el cuerpo de un canal desarmable, incluyen concreto, mampostería, acero, hierro fundido, madera, vidrio, plástico, etc. La selección del material depende sobre todo de la disponibilidad y el costo de éste, el método de construcción y el propósito para el cual se utilizará el canal.

El propósito del revestimiento de un canal artificial, en la mayor parte de los casos, es prevenir la erosión, pero ocasionalmente puede ser el de evitar las pérdidas de agua por infiltración. En canales artificiales revestidos, la velocidad máxima permisible, es decir, la velocidad máxima que no causará erosión, puede no considerarse siempre y cuando el agua no transporte arena, grava o piedras. Si van a existir velocidades muy altas sobre el revestimiento, sin embargo, debe recordarse que existe una tendencia en el agua que se mueve muy rápidamente de mover los bloques del revestimiento y empujarlos por fuera de su posición. Por consiguiente, el

¹¹Chow V.T., (1994). *HIDRAULICA DE CANALES ABIERTOS*. (J.G. Saldarriaga, Trad). Santafé de Bogotá: Mc Graw-Hill. (Trabajo publicado en 1959) pp(154-159)

revestimiento debe diseñarse contra estas posibilidades.

3.2.4.3. *Velocidad mínima permisible.*

La velocidad mínima permisible o velocidad no sedimentante es la menor velocidad que no permite el inicio de la sedimentación y no induce el crecimiento de plantas acuáticas y de musgo. Esta velocidad es muy incierta y su valor exacto no puede determinarse con facilidad. Para aguas que no tengan carga de limos o para flujos previamente decantados, este factor tiene una pequeña importancia excepto por su efecto en el crecimiento de plantas. En general puede adoptarse una velocidad media de 2 a 3 pies/s cuando el porcentaje de limas presente en el canal es pequeño, y una velocidad media no inferior a 2.5 pies/s prevendrá el crecimiento de vegetación que disminuiría seriamente la capacidad de transporte del canal.

3.2.4.4. *Pendientes de canal.*

La pendiente longitudinal del fondo de un canal por lo general está dada por la topografía y por la altura de energía requerida para el flujo de agua. En muchos casos, la pendiente también depende del propósito del canal; por ejemplo, los canales utilizados para propósitos de distribución de agua, como los utilizados en irrigación, abastecimientos de agua, minería hidráulica y proyectos hidroeléctricos requieren un alto nivel en el punto de entrega. Por consiguiente, es conveniente una pendiente pequeña para mantener en el mínimo posible las pérdidas en elevación.

Las pendientes laterales de un canal dependen principalmente de la clase de material.

3.2.4.5. *Borde libre.*

El borde libre de un canal es la distancia vertical desde la parte superior del canal hasta la superficie del agua en la condición de diseño. Esta distancia debe ser lo suficientemente grande para prevenir que ondas o fluctuaciones en la superficie del agua causen reboses por encima de los lados. Este factor se vuelve muy importante en especial en el diseño de canaletas elevadas, debido a que la subestructura de éstos puede ponerse en peligro por cualquier rebose.

No existe una regla universalmente aceptada para el cálculo del borde libre, debido a que la acción de las ondas o las fluctuaciones en la superficie del agua en un canal puede crearse por

muchas causas incontrolables. Ondas pronunciadas y fluctuaciones en la superficie del agua por lo general se esperan en canales donde la velocidad es muy alta y la pendiente muy empinada, de tal manera que el flujo se vuelve muy inestable, o en curvas donde la alta velocidad y el ángulo de deflexión pueden causar superficies de agua con súper elevaciones apreciables en el lado convexo de la curva, o en canales donde la velocidad de flujo se aproxima al estado crítico para el cual el agua puede fluir con sus dos profundidades alternas y saltar desde el nivel bajo al nivel alto con cualquier pequeña obstrucción. Otras causas naturales, como el movimiento del viento y la acción de mareas, también pueden inducir ondas altas que requieren una consideración especial en el diseño.

En el diseño es común el uso de bordes libres que varían desde menos del 5% a más del 30% de la profundidad de flujo. Para canaletas metálicas con interiores suaves y semicirculares, colocadas en tangentes que conducen el agua a velocidades no mayores que el 80% de la velocidad crítica con un máximo de 8 pies/s, la experiencia indica que un borde libre del 6% del diámetro de la canaleta debería ser utilizado. Para canaletas en curvas de alta velocidad o deflexiones, se producirá acción de ondas; luego, el borde libre debe incrementarse para prevenir que el agua se desborde.

3.2.4.6. Sección hidráulica óptima.

Se sabe que la conductividad de una sección de canal se incrementa con el aumento en el radio hidráulico o la disminución en el perímetro mojado. Desde un punto de vista hidráulico, por consiguiente, la sección de canal que tenga el menor perímetro mojado para un área determinada tiene la máxima conductividad; tal sección se conoce como *sección hidráulica óptima*.

Dentro de todas las secciones el semicírculo tiene el menor perímetro mojado para un área determinada; por consiguiente es la sección hidráulicamente más eficiente de todas las secciones. Los elementos geométricos para seis secciones hidráulicas óptimas se muestran en la tabla FU, pero no siempre estas secciones son prácticas, debido a dificultades en la construcción y en el uso de material. En general, una sección de canal debe diseñarse para cumplir con una eficiencia hidráulica óptima pero debe modificarse para tener en cuenta aspectos constructivos. Desde un punto de vista práctico, nótese que la sección hidráulica óptima es la sección que da el área mínima para un caudal determinado pero no necesariamente la mínima excavación. La sección

con mínima excavación ocurre sólo si el nivel del agua llega hasta el tope de las bancas. En los casos en que la superficie del agua se encuentra por debajo del tope de las bancas, como ocurre a menudo, los canales más angostos que aquéllos con la sección hidráulica óptima darán una excavación mínima. Si la superficie del agua fluye por encima de las bancas y éstas coinciden con el nivel del terreno, canales más anchos darán una excavación mínima.

Tabla 3-4. Secciones hidráulicas óptimas

Sección transversal	Área A	Perímetro mojado P	Radio hidráulico R	Ancho superficial T	Profundidad hidráulica D	Factor de sección Z
Trapezio, medio hexágono	$\sqrt{3}y^2$	$2\sqrt{3}y$	$1/2y$	$4/3\sqrt{3}y$	$3/4y$	$3/4y^{2.5}$
Rectángulo, mediocuadrado	$2y^2$	$4y$	$1/2y$	$2y$	y	$2y^{2.5}$
Triángulo, mediocuadrado	y^2	$2\sqrt{2}y$	$1/4\sqrt{2}y$	$2y$	$1/2y$	$\frac{\sqrt{2}}{2}y^{2.5}$
SemicírculoParábola	$\frac{\pi}{2}y^2$	πy	$1/2y$	$2y$	$\frac{\pi}{4}y$	$\frac{\pi}{4}y^{2.5}$
$T = 2\sqrt{2}y$	$4/3\sqrt{2}y^2$	$8/3\sqrt{2}y$	$1/2y$	$2\sqrt{2}y$	$2/3y$	$8/9\sqrt{3}y^{2.5}$
Catenariahidrostática	$1.39586y^2$	$2.9836y$	$0.46784y$	$1.917532y$	$0.72795y$	$1.19093y^{2.5}$

Fuente: Ven Te Chow.

El principio de la sección hidráulica óptima se aplica sólo al diseño de canales no erosionables.

3.2.4.7. Cálculo de las dimensiones de la sección.

El cálculo de las dimensiones de la sección para canales no erosionables incluye los siguientes pasos:

- Recolectar toda la información necesaria, estimar n y seleccionar S .
- Calcular el factor de sección. $AR^{2/3}$ mediante la siguiente ecuación:

$$A.R^{2/3} = \frac{nQ}{\sqrt{S}}$$

- c. Sustituir en la ecuación las expresiones para A y R obtenidas, y resolver para la profundidad. Si existen otras incógnitas, como b y z para una sección trapezoidal, entonces suponga los valores de estas incógnitas y resuelva la ecuación para la profundidad. Al suponer varios valores de las incógnitas, puede obtenerse cierto número de combinaciones de dimensiones de la sección. Las dimensiones finales se escogen con base en la eficiencia hidráulica y los aspectos constructivos.
- d. Si directamente se requiere la sección hidráulica óptima, sustituya en la anterior ecuación las expresiones para A y R obtenidas en la tabla FU y resuelva para la profundidad. Esta sección hidráulica óptima puede modificarse por aspectos de factibilidad constructiva.
- e. Para el diseño de canales de irrigación, algunas veces la sección de canal se proporciona a partir de reglas empíricas, como la regla simple dada por el antiguo U. S. Reclamation Service para la profundidad en pies de suministro completo de agua. $y=0.5\sqrt{A}$
 - Donde A es el área mojada en pies, Para una sección trapezoidal puede demostrarse que esta regla también puede expresarse mediante una ecuación simple

$$x=4-z$$
 - Donde x es la relación ancho-profundidad b/yz es la proyección horizontal de la pendiente lateral correspondiente a un pie vertical.
- f. Verificar la velocidad mínima permisible si el agua mueve sedimentos.
- g. Añadir el borde libre apropiado a la profundidad de la sección de canal.

3.2.5. Estructuras hidráulicas

3.2.5.1. Vertederos.

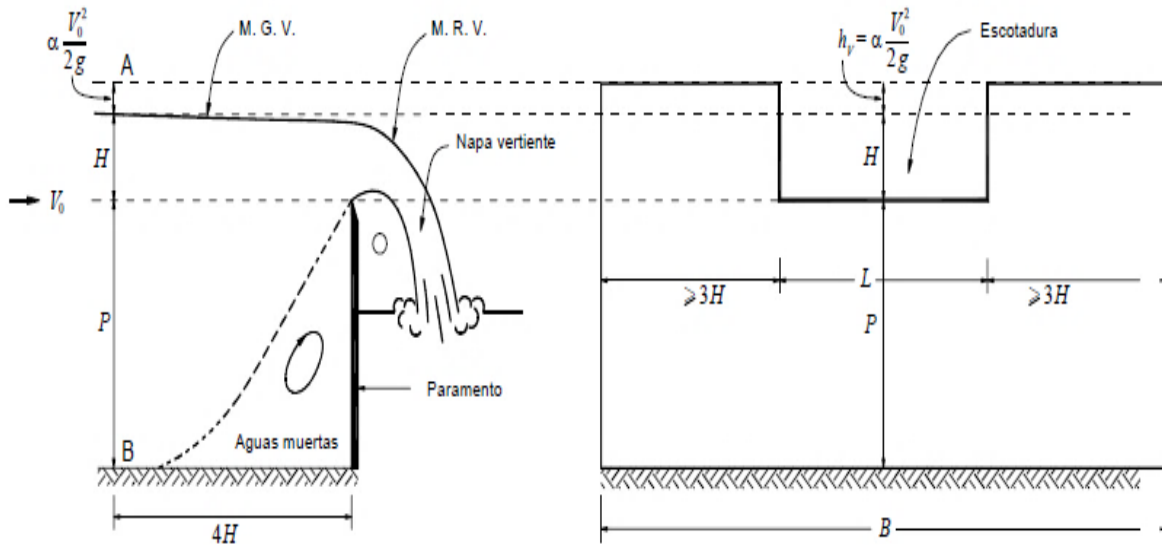
3.2.5.1.1. Generalidades de los Vertederos.

Un vertedero es una estructura hidráulica en la cual la descarga de un líquido se efectúa por encima de un muro o una placa y a superficie libre, dicha estructura puede presentar diferentes formas según las finalidades a que se destine. Los vertederos pueden utilizarse como dispositivos de aforo en un laboratorio o en canales de pequeñas dimensiones, como una obra de control o de excedencias en una presa y también de aforo en canales grandes.¹²

En la siguiente imagen (**Figura 3-19**) se muestran los principales componentes de un vertedero:

¹²Sotelo, G. (2002). *Hidráulica de Canales* (pp.241). México, D.F: Limusa S.A.

Figura 3-19. Esquema de un vertedero



Fuente: Hidráulica de tuberías y canales. Arturo Rocha (2007).

Dónde:

P: Umbral

H: Carga

L: Longitud del vertedero

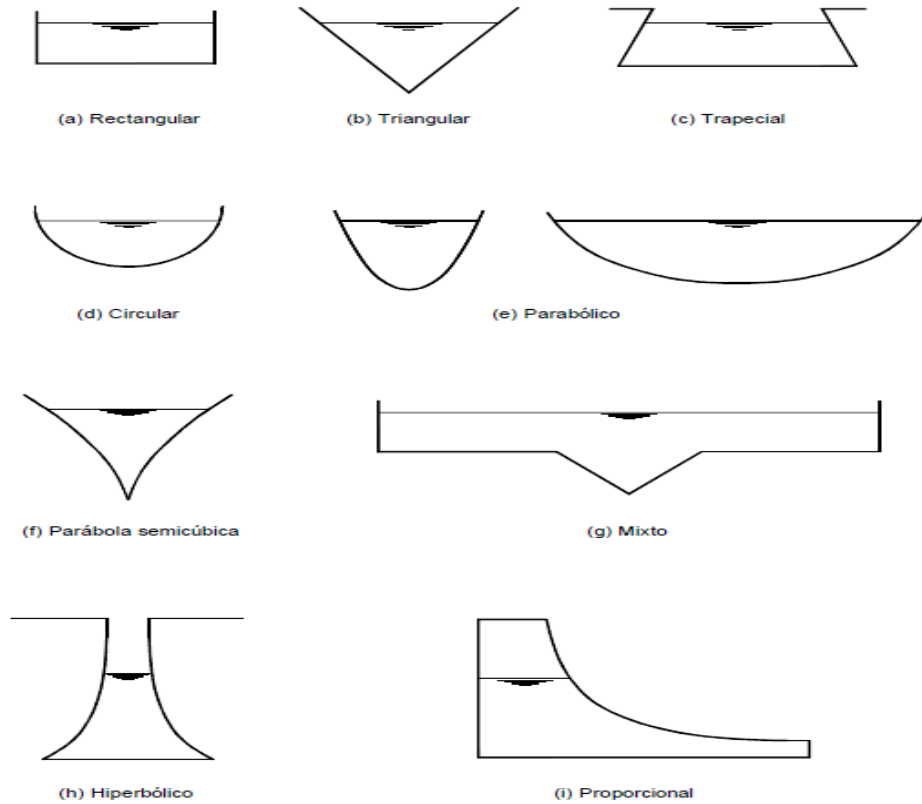
B: ancho

V_0 : Velocidad.

3.2.5.1.2. Clasificación de los Vertederos.

Según la forma hay diferentes tipos de vertederos tales como: rectangulares, triangulares, trapeciales, circulares, parabólicos, poligonales entre otros. (**Figura 3-21**).

Figura 3-20. Tipos de vertederos



. Fuente: Hidráulica de tuberías y canales. Arturo Rocha (2007).

3.2.5.1.3. Fórmulas de descarga en vertederos.

3.2.5.1.3.1. Fórmula de Francis.

James B. Francis realizó alrededor de 80 experimentos entre 1848 y 1852, en vertederos rectangulares en pared delgada con el objetivo de encontrar una expresión para el coeficiente de descarga.¹³

La fórmula recomienda las siguientes condiciones:

- La carga debe estar comprendida entre 0.18 y 0.50 m.
- La altura del umbral P esté comprendida entre 0.60 y 1.50m.
- La relación L/H debe ser mayor a 3.

En el sistema métrico la fórmula general de Francis es:

¹³Rocha, A. (2007). Hidráulica de tuberías y canales (pp. 469-470).Perú. Universidad Nacional de Ingeniería.

$$Q=1.84 \left(L - \frac{nH}{10} \right) \left[\left(H - \frac{V^2}{2g} \right)^{3/2} - \left(\frac{V^2}{2g} \right)^{3/2} \right]$$

El caudal Q está en m³/s, la longitud del vertedero L en metro (m), la carga H en metros (m), la velocidad de aproximación V₀ en m/s. Se designa como n el número de contracciones.

Si se considera que la velocidad de aproximación es muy pequeña y puede despreciarse, entonces V₀= 0 y la fórmula quedaría así:

$$Q=1.84 \left(L - \frac{nH}{10} \right)$$

Y en el caso, no hubiese contracciones laterales, entonces n=0, la fórmula de Francis quedaría reducida a la siguiente forma:

$$Q=1.84 L H^{3/2}$$

3.2.5.1.3.2. Fórmula de Bazin, ampliada por Hègly.

Bazin estableció una fórmula para calcular la descarga en vertederos rectangulares sin contracciones¹⁴.

Posteriormente Hègly, publicó a partir de las investigaciones de Bazin, una nueva fórmula para el cálculo de la descarga de un vertedero rectangular en pared rectangular con contracciones o sin ellas. Dicha fórmula es denominada “Fórmula de Bazin- Hègly”.

Tiene las siguientes condiciones:

- La carga H debe estar comprendida entre 0.10 y 0.60m.
- La longitud debe ser entre 0.50 y 2.0 m.
- La altura del umbral debe encontrarse entre 0.20 y 2.0 m.

La ecuación de descarga de un vertedero según Bazin-Hègly es:

$$Q = \frac{2}{3} \sqrt{2g} c * L * H^{3/2}$$

¹⁴Rocha, A. (2007). Hidráulica de tuberías y canales (pp. 471).Perú. Universidad Nacional de Ingeniería.

En la que para un vertedero con contracciones laterales el valor de c es:

$$c = \left[0.6075 - 0.045 * \frac{B-L}{B} + \frac{0.00405}{H} \right] \left[1 + 0.55 \left(\frac{L}{B} \right)^2 \left(\frac{H}{H+P} \right)^2 \right]$$

En la cual B corresponde al ancho del canal.

En el caso que el vertedero fuese sin contracciones, entonces B=L y el coeficiente de descarga sería:

$$c = \left[0.6075 + \frac{0.00405}{H} \right] \left[1 + 0.55 \left(\frac{H}{H+P} \right)^2 \right]$$

3.2.5.1.3.3. Fórmula de la Sociedad Suiza de Ingenieros y Arquitectos.

Esta fórmula fue adoptada en 1924 y parte de la ecuación de descarga de un vertedero¹⁵:

$$Q = \frac{2}{3} \sqrt{2g} c * L * H^{3/2}$$

Esta fórmula adopta dos coeficientes, según que existan contracciones o no.

El coeficiente c para un vertedero con contracciones es:

$$c = \left[0.578 + 0.037 \left(\frac{L}{B} \right)^2 + \frac{3615 - 3 \left(\frac{L}{B} \right)^2}{1000 H + 1.6} \right] \left[1 + \frac{1}{2} * \frac{L}{B} * \left(\frac{H}{H+P} \right)^2 \right]$$

En el caso que se presenten contracciones se tienen las siguientes condiciones:

- $\frac{0.025}{L/B} \leq H \leq 0.80 \text{ m}$
- $L \geq 0.30 B$
- $P \geq 0.30 B$
- $H/P \leq 1$

El coeficiente c para un vertedero sin contracciones es:

¹⁵Rocha, A. (2007). Hidráulica de tuberías y canales (pp. 472). Perú. Universidad Nacional de Ingeniería.

$$c = 0.615 \left[1 + \frac{1}{1000 H + 1.6} \right]^* \left[1 + \frac{1}{2} \left(\frac{H}{H+P} \right)^2 \right]$$

En el caso que no se presenten contracciones se tienen las siguientes condiciones:

- $0.025 \leq H \leq 0.80 \text{ m}$
- $P \geq 0.30 \text{ m}$
- $H/P \leq 1$

3.2.5.1.3.4. Fórmula de Rehbock.

Desde 1911 Rehbock estuvo realizando experiencias en el laboratorio de hidráulica de Karlrushe específicamente con vertederos rectangulares.¹⁶

Para el coeficiente de descarga en un vertedero rectangular en pared delgada sin contracciones la fórmula es:

$$c = \left[0.6035 + 0.013 * \frac{H}{P} + \frac{0.00009}{P} \right] \left[1 + \frac{0.0011}{H} \right]^{3/2}$$

Y la fórmula de descarga del vertedero es:

$$Q = \frac{2}{3} \sqrt{2g} c * L * H^{3/2}$$

La carga debe estar comprendida entre 0.025 y 0.60m.

3.2.5.2. **Compuertas.**

Las compuertas son un tipo de barreras móviles que se insertan en canales, embalses, estanques y/o estructuras de hormigón, con el fin de controlar el caudal¹⁷.

3.2.5.2.1. *Clasificación de las Compuertas:*

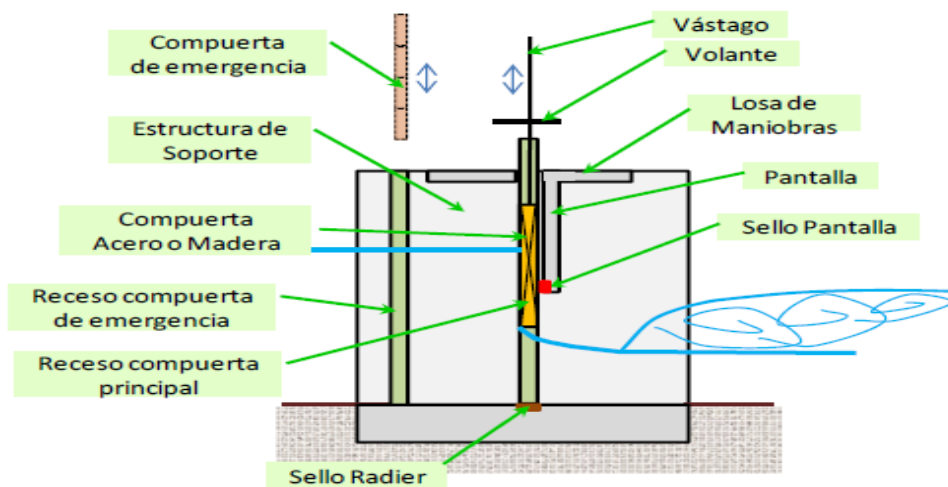
- **Totalmente abiertas:** El flujo del agua se realiza como si la compuerta no existiera.
- **Parcialmente abiertas:** El comportamiento toma la forma de un orificio.

¹⁶Rocha, A. (2007). Hidráulica de tuberías y canales (pp. 478).Perú. Universidad Nacional de Ingeniería.

¹⁷Anónimo. (2009). Aquaterra Ingenieros Ltda. Guía de Reconocimiento de Obras, Tipos y Procedimientos. (pp.44).Santiago de Chile. Recuperado de <http://documentos.dga.cl/INF5049.pdf>.

- **Totalmente cerradas:** No hay presencia de flujo
 - **Compuertas Planas:** Son aquellas en la que la cara que se opone al flujo es plana.
- Los materiales más comunes para este tipo de compuertas son el acero y la madera.
- Los elementos principales de una compuerta plana son los siguientes (**Figura 3-21**):
- Compuerta principal y de emergencia.
 - Pantalla
 - Recesos y guías para compuerta principal
 - Sello de fondo.
 - Recesos y guías para compuerta de emergencia.
 - Estructura de soporte
 - Sello de pantalla
 - Vástago y Volante
 - Tablones o tableros de compuerta de emergencia.

Figura 3-21. Elementos principales de compuertas



Fuente: Guía de Reconocimiento de Obras, Tipos y Procedimientos (2009).

El caudal que escurre por una compuerta, depende de la geometría de la obra y de las condiciones de escurrimiento por aguas abajo. La fórmula fundamental de la compuerta es¹⁸:

$$Q = m * a * b * \sqrt{2 * g * (H - h)}$$

Dónde:

¹⁸ Anónimo. (2009). Aquaterra Ingenieros Ltda. Guía de Reconocimiento de Obras, Tipos y Procedimientos. (pp.95). Santiago de Chile. Recuperado de <http://documentos.dga.cl/INF5049.pdf>.

Q: Caudal

H: Altura aguas arriba de la compuerta

h' : carga neta sobre la compuerta

h: Altura aguas debajo de la compuerta

m: Coeficiente de gasto

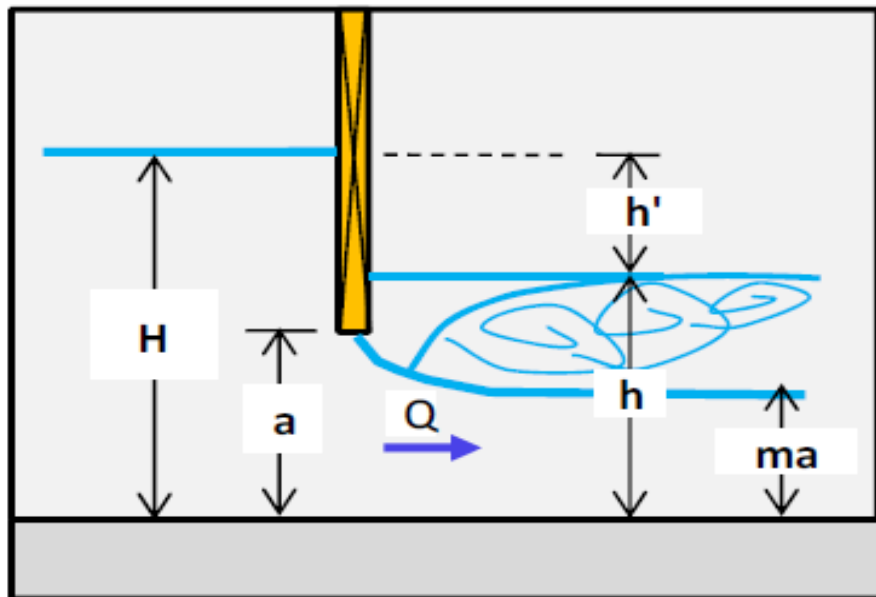
a: abertura de la compuerta

b: ancho de la compuerta.

En cuanto al valor del coeficiente de gasto m, se puede usar un valor entre 0.6 y 0.7.

Cada uno de los componentes que forman parte de las compuertas se pueden ver reflejado en la siguiente figura, Está muestra la localización de cada uno de los componentes que intervienen en una compuerta, tales como: altura aguas arriba y aguas debajo de la compuerta, la carga neta, el coeficiente de gasto, el ancho, la abertura etc.

Figura 3-22. Componentes principales de compuertas



Fuente: Guía de Reconocimiento de Obras, Tipos y Procedimientos (2009).

3.3. ESTADO DEL ARTE

3.3.1. Modelación hidráulica de un sector de río caudaloso con derivados empleando HEC_RAS¹⁹

Según Santos Rocha, Cubillos Peña y Vargas Luna en el año 2008, realizaron un estudio para demostrar la eficacia del modelo unidimensional HEC-RAS, teniendo en cuenta el comportamiento hidráulico de un cauce que presenta bifurcaciones y derivaciones de un gran caudal como es el caso del río Magdalena. Para la realización de dicho estudio elaboraron un levantamiento batimétrico por el Laboratorio de Ensayos Hidráulicos de la Universidad Nacional de Colombia (LEH-UN), al igual que un estimativo de aforos líquidos; consultaron los registros de las estaciones hidrométricas INCORA K7 y Calamar del IDEAM correspondientes con las fechas de medición a manera de verificación. Para la simulación empleando HEC-RAS determinaron el tipo de flujo y establecieron condiciones iniciales y de frontera para la ejecución, adicionalmente llevaron a cabo unos ensayos numéricos para estimar el posible valor de la n de Manning para cada sección del cauce.

Con la información de los aforos ejecutaron una simulación con el fin de verificar el comportamiento del modelo ya calibrado para condiciones de caudal con flujo gradualmente variado y flujo uniforme. En general observaron una buena correspondencia entre los valores calculados y medidos. Como resultado de la calibración del modelo HEC-RAS construyeron unas curvas de derivación que relacionaron los caudales de entrada. Según el trabajo realizado, concluyeron que el modelo hidráulico unidimensional HEC-RAS es aplicable a ríos de gran tamaño con flujos difluentes, confluencias, derivaciones, de baja pendiente, ya que permite representar con suficiente precisión la distribución de caudales en los diversos tramos, bajo condiciones de flujo permanente y no permanente, lo cual evidenciaron en el caso del Canal del Dique, la principal derivación del sector estudiado.

¹⁹Santos Rocha, Ana Carolina; Cubillos Peña, Carlos Eduardo; Vargas Luna, Andrés. (2008). Modelación hidráulica de un sector de río caudaloso con derivaciones empleando HEC-RAS. Avances en Recursos Hidráulicos, Mayo-Sin mes, 45-54.

3.3.2. Modelación hidrológica e hidráulica aplicada e estudios de inundabilidad en cauces naturales caso de estudio: Urbanización Río Nima²⁰

Según Materón Muñoz y colaboradores, en el año 2006, presentaron los resultados obtenidos de la implementación de los modelos hidrológico e hidráulico aplicados con el fin de estudiar el riesgo de inundabilidad en el tramo correspondiente a la urbanización Río Nima (Palmira, Valle del Cauce, Colombia). Utilizaron el modelo hidrológico lluvia-escorrentía (HEC-HMS) para estimar los caudales máximos que posteriormente fueron implementados en el modelo hidráulico unidimensional (HEC-RAS) para la determinación de la variación del flujo, los niveles de agua y las velocidades de flujo. En el componente hidrológico siguieron una serie de pasos con el fin de obtener los parámetros necesarios para la simulación en HEC-HMS como identificación de áreas de drenajes, estimaciones de tiempo de concentración, viaje y retardo, curvas de masa, índices de infiltración, manejo de información de precipitaciones entre otros componentes. En el modelo hidráulico tuvieron en cuenta datos hidrológicos de caudales máximos con diferentes periodos de retorno, estudios sedimentológicos, topografía de la zona de estudio, realizaron un muestreo con el fin de obtener aforos líquidos, ya que en este sitio no contaban con información de estaciones hidrométricas, determinaron la rugosidad del cauces, pendiente de fondo y se simuló en el software HEC-RAS teniendo en cuenta la información obtenida por estudios e investigación donde se presentaron condiciones iniciales y de frontera.

Al finalizar concluyeron que no existe riesgo de inundación para la urbanización Río Nima, solo si se presentan caudales correspondientes al periodo de retorno de 50 años. Teniendo en cuenta los resultados obtenidos llegaron a la conclusión que tanto el modelo hidrológico HEC-HMS como el modelo hidráulico HEC-RAS son herramientas computacionales que poseen un alto nivel de confianza debido a su alto nivel de eficiencia demostrado al comparar resultados calculados con resultados simulados.

²⁰ Materón Muñoz, Hernán; García Vélez, José Luis; Arango I., Diógenes; Parra C., Diego F. (2006). MODELACIÓN HIDROLÓGICA E HIDRÁULICA APLICADA A ESTUDIOS DE INUNDABILIDAD EN CAUCES NATURALES CASO DE ESTUDIO: URBANIZACIÓN RÍO NIMA. Ingeniería de Recursos Naturales y del Ambiente, Sin mes, 27-38

3.3.3. El Transporte de Cantidad de Movimiento en Canales²¹.

Según Mejía, se aplicó el tema del transporte de cantidad de movimiento al flujo en canales como una metodología independiente de otros modelos físicos, puesto que existe una gran variedad de situaciones de flujo en canales que se explican y pueden predecirse con la utilización de la ecuación de transporte de cantidad de movimiento lineal o momentun, por lo que se recurre a la combinación de la ecuación de transporte de Reynolds con la ecuación de continuidad. Pero algunos fenómenos hidráulicos se basan en la aplicación de la ecuación de la energía, y estos en ocasiones se complementan con la aplicación del principio del transporte de la cantidad de movimiento.

Con esta metodología es posible analizar el comportamiento de la profundidad de flujo en un canal ante diversas condiciones de flujo o variaciones de la profundidad o en presencia de controles hidráulicos. Los temas aplicables con esta metodología son los siguientes: La interpretación del comportamiento del tirante hidráulico en flujo uniforme, el transporte de cantidad de movimiento bajo una compuerta; en el flujo gradualmente variado acelerado, la obtención de las ecuaciones del resalto hidráulico para el cálculo de la profundidad en varias secciones transversales del canal, entre otros.

Concluyeron que en la temática del transporte de cantidad de movimiento en caudales y su aplicación en fenómenos hidráulicos además de manejar temas encaminados a la conservación de la energía, se elaboran nuevas teorías para incrementar la literatura técnica y su verificación experimental.

3.3.4. Estudio de la Capacidad de Desagüe de Aliviaderos con Compuertas mediante Modelación Numérica.²²

Según Salazar y colaboradores, estudiaron la capacidad de desagüe de aliviaderos con compuertas radiales mediante la aplicación de un código de cálculo numérico reflejado en el caso del aliviadero de la Presa de Oliana, ubicada en Cataluña, España.

²¹Mejía, F.J. (2004, 15, Agosto).Eltransporte de Cantidad de Movimiento en Canales. *Revista EIA*.Volumen (2), pp.17-33.

²²Fernando Salazar, RiccardoRossi, Moràn Moya Rafael. (2004). Estudio de la capacidad de desagüe de aliviaderos con compuertas mediante modelación numérica. CIMNE, UPM.

Las curvas de desagüe de aliviaderos con compuertas permiten conocer el caudal que se está presentado en ciertas condiciones (nivel de embalses, aperturas de compuerta) determinadas, suelen ser calculadas mediante fórmulas empíricas. La fórmula más utilizada proviene de una serie de ensayos de laboratorio a partir de la cual se obtiene una curva que permite calcular el coeficiente de desagüe en función de la posición de la compuerta.

Realizaron la modelación de la zona superior del canal de descarga, la cual tiene una longitud que es suficiente para que se desarrolle el régimen rápido, de modo que la condición de contorno aguas abajo no afecte los resultados del cálculo. Para la elaboración del análisis estudiaron dos (2) situaciones en particular: la primera corresponde a una apertura de única compuerta y la segunda hace referencia a una apertura simétrica (Dos compuertas abiertas en una misma posición). Como resultado al realizar los ensayos experimentales se obtuvo un valor de coeficiente de desagüe mayor al recomendado por la Guía Técnica de Presas; lo cual puede deberse a la influencia de parámetros, como el coeficiente de contracción que no se tuvo en cuenta en el análisis.

4. METODOLOGÍA

En primera estancia se coordinaron las actividades a realizar para el desarrollo del trabajo de grado junto con las fechas de cumplimiento a través de un diagrama de Gantt, tal como se muestra en la siguiente figura:

Figura 4-1. Diagrama de Gantt



diagrama de Gantt	
PROYECTO	Revisión hidráulica del canal hidrodinámico de la UTB
UNIDAD DE TIEMPO	DIAS
FECHA DE INICIO	04/08/2013

ACTIVIDAD	NOMBRE	DURACIÓN	ACTIVIDAD PRECEDENTE	INICIO	FINALIZACIÓN
A	Propuesta	35		04/08/2013	07/09/2013
B	Evaluación	35	A	08/09/2013	12/10/2013
C	Investiga.	65	B	13/10/2013	16/12/2013
D	Visitas	25	C	17/12/2013	10/01/2014
E	Cotización	33	D	11/01/2014	12/02/2014
F	Investiga.	58	E	13/02/2014	11/04/2014
G	DocIncial	62	F	12/04/2014	12/06/2014
H	Evaluación	27	G	13/06/2014	09/07/2014
I	Investiga.	35	H	10/07/2014	13/08/2014
J	DocFinal	40	I	14/08/2014	22/09/2014

Dentro de las actividades se encontraban las visitas a canales hidrodinámicos, por lo cual se visitó el canal hidrodinámico de la Universidad de Cartagena, el cual se encuentra en el laboratorio de hidráulica de la sede Piedra Bolívar. Además, se investigaron canales de diferentes partes del mundo, en cuanto a sus componentes, características y funcionalidades, tales como los canales de las distribuidoras GUNT-Hamburg y DIKON. Luego se cotizó el valor concerniente de los canales que ofrecen las distribuidoras mencionadas, con el fin de evaluar la posibilidad de adquirirlo por ese medio o realizar la construcción independientemente.

Se hizo necesario una revisión bibliográfica de los temas asociados a la hidráulica de canales, tales como: Canales abiertos (tipos de canales, geometría del canal, secciones transversales) flujo uniforme (características, diseño y cálculo) estructuras (vertederos, compuertas), energía

específica, resalto hidráulico, entre otros. Así como también de artículos científicos que permiten ampliar el conocimiento respecto a los canales hidrodinámicos.

Para las modelaciones hidráulicas se tiene en cuenta el dimensionamiento de una parte del canal que se había comenzado a construir en la Universidad Tecnológica de Bolívar (UTB) y las dimensiones del canal solicitado, entonces las medidas implementadas son: Longitud de 6m, Alto de 0.6m y base de 0.5m

Con ayuda de la herramienta informática Excel se realiza los cálculos del flujo uniforme y estructuras para cada una de las pendientes asumidas, utilizando por supuesto la ecuación de Manning y las concernientes a diseño de estructuras hidráulicas.

La modelación hidráulica se lleva a cabo por medio de un software denominado HEC-RAS, el cual permite el dimensionamiento hidráulico del canal, para lo cual se utiliza tres (3) tipos de materiales: acrílico, y dos clases de piedra. Las clases de materiales indicaran el número de Manning a utilizar. Dichas modelaciones se hacen para todas las pendientes escogidas.

Posteriormente, con base a los resultados obtenidos tanto del software HEC-RAS, como del cálculo manual de flujo uniforme, se procede a efectuar una análisis de los resultados en el cual se realizan comparaciones de los resultados para comprobar la validez que tendría el canal hidrodinámico en cuanto a su comportamiento de flujo uniforme con cada uno de las pendientes y materiales seleccionados.

Y por último se genera una discusión de los resultados obtenidos, se describen las correspondientes conclusiones y recomendaciones para la construcción del canal hidrodinámico de pendiente variable.

4.1. Modelo Unidimensional HEC-RAS

El modelo hidráulico HEC-RAS se basa en la solución de la ecuación unidimensional de la energía, teniendo en cuenta las pérdidas por fricción (mediante la ecuación de Manning) y las pérdidas por contracción – expansión (coeficiente de pérdidas multiplicado por la variación de la altura de energía cinética). El modelo tiene en cuenta las leyes de conservación de masa,

conservación de energía y cantidad de movimiento. HEC-RAS está diseñado para realizar cálculos hidráulicos unidimensionales para una red completa de canales naturales y construidos.

HEC-RAS, que fue desarrollado por el cuerpo del ejército de Estados Unidos de ingenieros, se ha aplicado extensivamente en el cálculo de las características hidráulicas de los ríos²³. Es un programa integrado para calcular los perfiles superficiales del agua usando la ecuación de energía siguiente:

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

En la cual:

Y representa profundidad de agua; Z representa la elevación del canal; V representa la velocidad media; α es un coeficiente de carga de la velocidad; h_e Representa la pérdida principal de energía; g representa la aceleración gravitacional; y los subíndices 1 y 2 denotan las condiciones en dos secciones.

Para ejecutar el modelo, los detalles de los cortes transversales del río y el flujo por aguas arriba se requieren. Usando la ecuación del ahorro de energía, la velocidad y la profundidad de agua del corte transversal dado se calculan.

²³Carson, E.C., 2006. Hydrologic modeling of flood conveyance and impacts of historic overbank sedimentation on West Fork Black's Fork, Uinta Mountains, north- eastern Utah, USA. *Geomorphology* 75, 368–383.

5. RESULTADOS Y DISCUSIÓN CANAL HIDRODINÁMICO DE LA UTB

5.1. Implementación del Modelo

En la Universidad Tecnológica de Bolívar se realizará la construcción de un canal hidrodinámico con las siguientes medidas: longitud de 6m, alto de 0.6m y base de 0.5m. Debido a que hace algún tiempo se construyó .la parte de un canal en la UTB (**figura 5-1**) éste se utilizó como prototipo para realizar las modelaciones hidráulicas que permiten entender el comportamiento del flujo a superficie libre y cuando se tienen diversas estructuras hidráulicas que influyen en dicho comportamiento.

Figura 5-1. Canal Prototipo Universidad Tecnológica de Bolívar.



Alto de 60 cm, Ancho de 50 cm, largo de 301cm y 1.1 cm de espesor.

5.2. Modelaciones con Flujo Uniforme

Para la realización de los diferentes cálculos y la elaboración de las modelaciones hidráulicas, se toman como referencias las dimensiones del canal prototipo que se encuentra construido en la UTB.

- Teniendo en cuenta las dimensiones → Alto: 60cm, Ancho: 50cm, Largo: 300cm. Asumiendo un largo de 600 cm.
- Se utiliza la ecuación de Manning:

$$V = \frac{1}{n} * (R)^{2/3} * S^{1/2}$$

Dónde:

V: Velocidad (m/s) A: Área (m²) Q: Caudal (m³/s)
R: Radio Hidráulico (m) S: pendiente n: Coeficiente de Manning

- En cuanto al cálculo del radio hidráulico, se utilizó la siguiente fórmula

$$R = \frac{A}{P} \rightarrow R = \frac{b*y}{b+2y} \rightarrow \text{Donde } b = \text{ancho, } y = \text{alto}$$

- El coeficiente de Manning se escogió de acuerdo al materializar a utilizar en la modelación del canal.

Los materiales escogidos son: Acrílico y Piedra.

Los valores pertinentes a dicho coeficiente, se tomaron de las tablas de rugosidad aconsejadas por Ven Te Chow²⁴.

Acrílico: n=0.0075, Piedra1: n=0.014, Piedra2: n=0.025.

- En el diseño de canales en la vida cotidiana se utiliza un borde libre para evitar la socavación, pero en este caso como es un canal de experimentación se desprecia dicha condición.

²⁴Chow V.T., (1994). *HIDRAULICA DE CANALES ABIERTOS*. (J.G. Saldarriaga, Trad). Santafé de Bogotá: Mc Graw-Hill. (Trabajo publicado en 1959) pp(111-117).

- Se tendrán ocho (8) caudales de prueba con el fin de identificar el caudal a flujo lleno para cada una de las pendientes asignadas teniendo en cuenta el tipo de material.
- Se asumió un rango de pendientes entre el (0.5 y 5)% así:
(0.005- 0.01- 0.015-0.02-0.025-0.03-0.035-0.040-0.045-0.05)m/m.

Tabla 5-1. Propiedades geométricas del canal prototipo

PROPIEDAD	VALOR
Ancho (b)	0.5 m
Alto (y)	0.6 m
Perímetro Mojado (P)	1.7 m
Radio Hidráulico (R)	0.176 m
Tirante Hidráulico (d)	0.6 m
Factor Hidráulico (Z)	0.139 m

5.2.1. Cálculos y modelaciones de flujo uniforme con acrílico (n=0.0075)

Para las modelaciones realizadas con el material acrílico se usa un coeficiente de Manning de 0.0075, dicho valor fue obtenido de un proyecto de investigación²⁵. Las demás propiedades como el ancho y el alto, corresponden a las medidas del canal a construir y su prototipo. (Véase **Tabla 5-1**)

Para comprobar la eficacia del canal hidrodinámico se necesitan llevar a cabo comparaciones entre los cálculos obtenidos manualmente del flujo uniforme con la fórmula de Manning y los que resulten de las modelaciones hidráulicas ejecutadas con el software HEC-RAS, que se evidencian en el **Anexo 2**.

En la tabla 5-2 se evidencian los resultados del flujo uniforme con cada una de las pendientes modeladas y su respectivo caudal a flujo lleno:

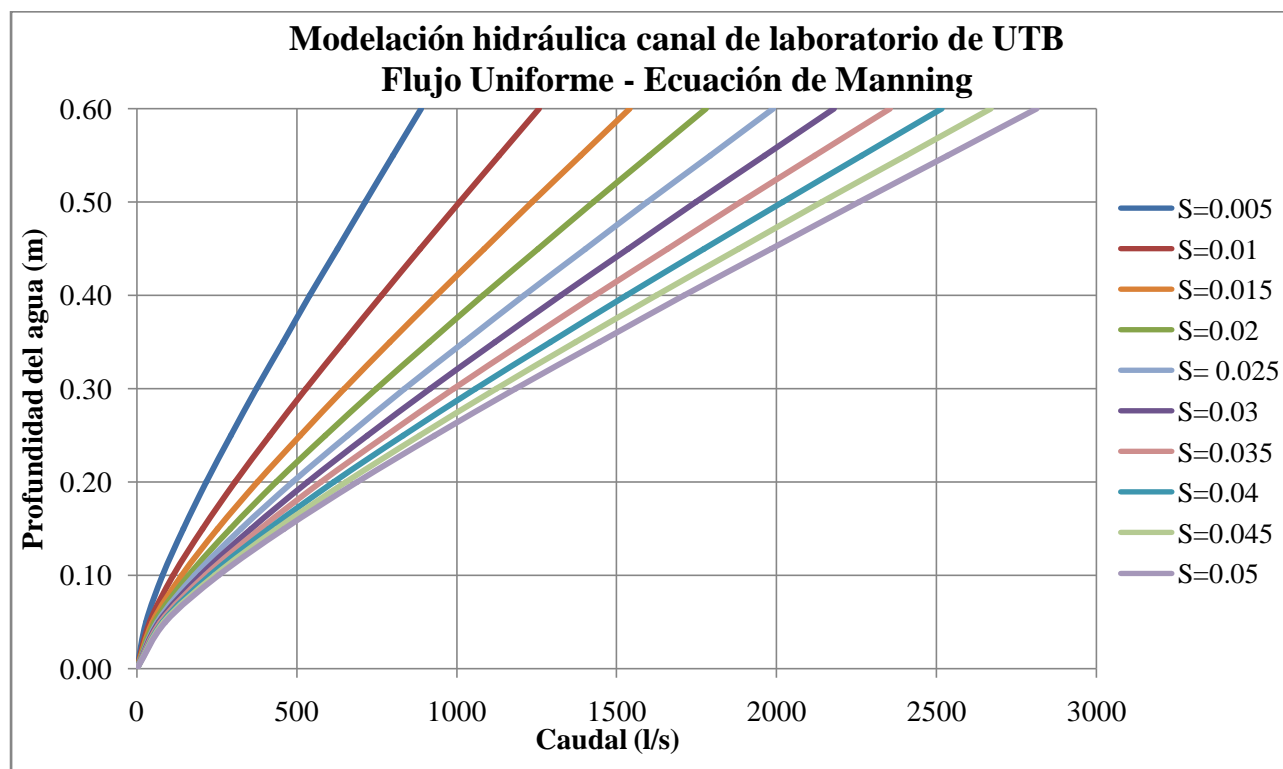
²⁵ Arias, M. (Sin fecha). *Validación experimental del coeficiente de fricción "f" de darcy-weisbach y su comparación con el coeficiente de rugosidad "n" de manning en el análisis de pérdidas en tuberías a presión*. Instituto Politécnico Nacional, Ciudad de México, México.

Tabla 5-2. Valores de caudales con flujo lleno para flujo uniforme empleando la ecuación de Manning, para el material acrílico.

Pendiente(S)	Caudal máximo (l/s)
0.005	889.9
0.01	1258.5
0.015	1541.3
0.02	1779.7
0.025	1989.8
0.03	2179.7
0.035	2354.4
0.04	2516.9
0.045	2669.6
0.05	2814

En las figuras 5-2,5-3,5-4, se observará el comportamiento del flujo teniendo en cuenta que se utilizaron diversas pendientes, las cuales arrojaron características como numero de Froude, velocidad y caudal.

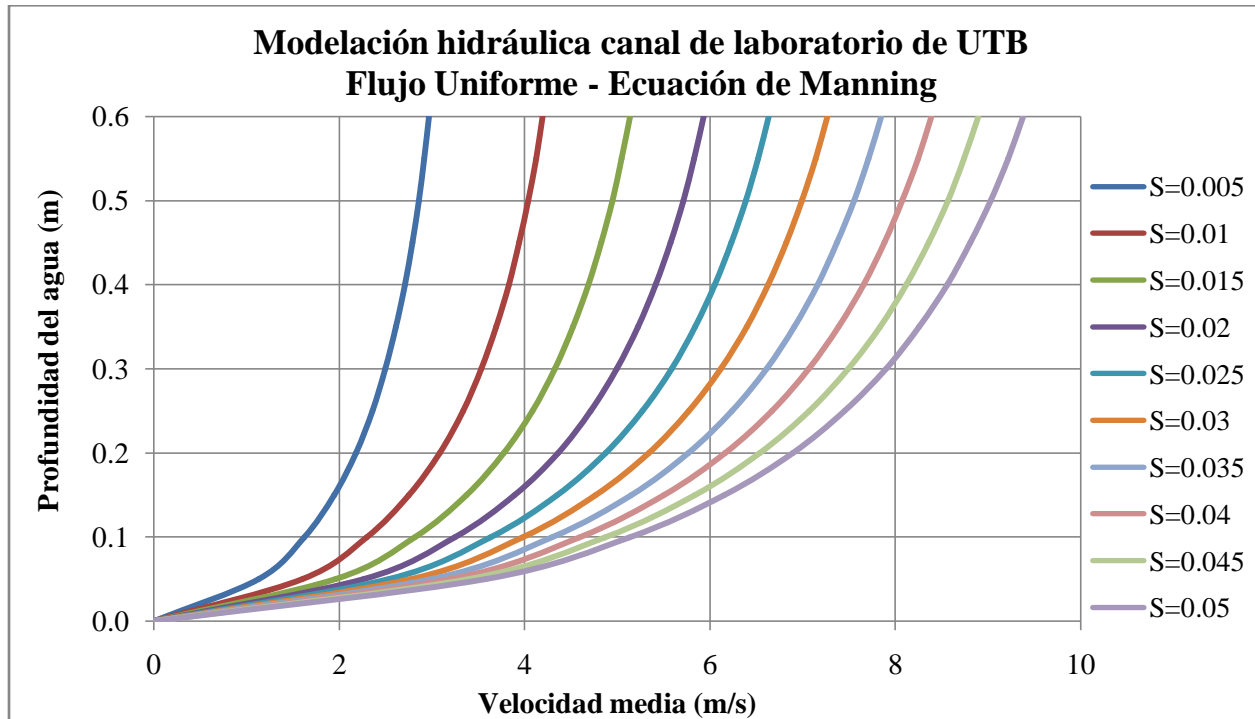
Figura 5-2. Comparación de caudales Vs profundidad para distintas pendientes. Flujo uniforme. Material acrílico



De acuerdo a la figura 5-2, se observa que para realizar una práctica de laboratorio de flujo uniforme, se necesitaría en caudal (Q) mínimo de 218 l/s, con una profundidad de 0.2m para que los fenómenos hidráulicos sean apreciados visualmente.

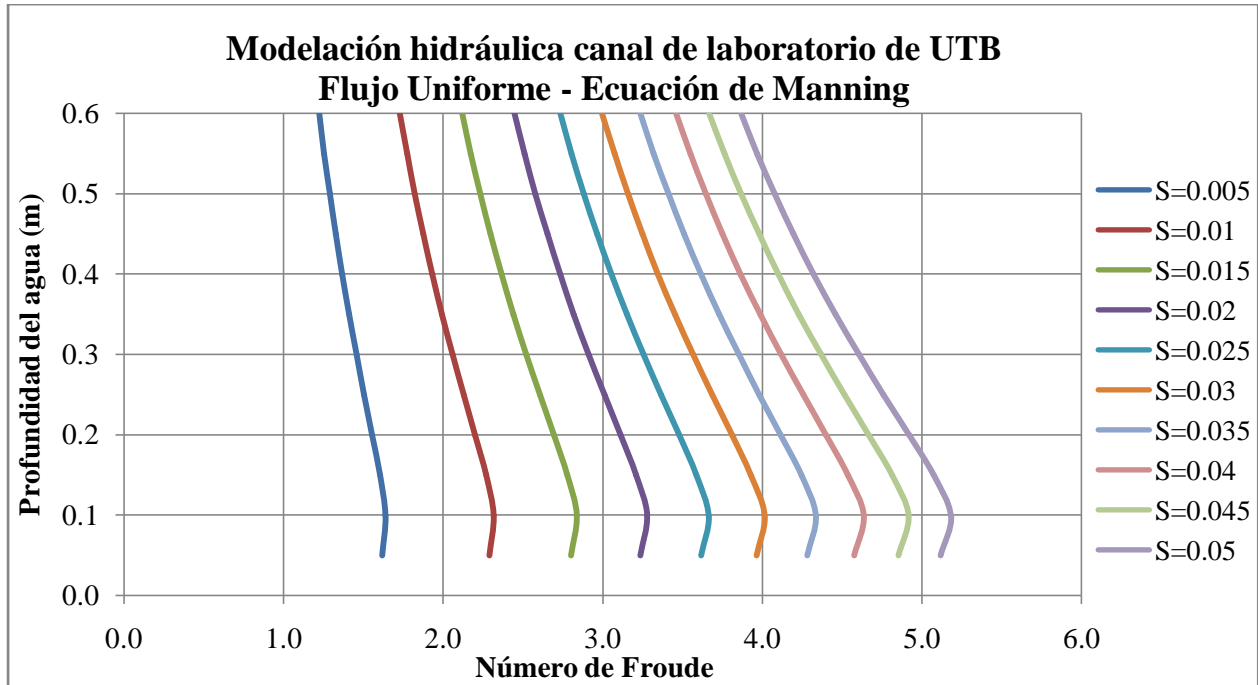
El caudal (Q) con flujo lleno para pendientes entre 0.005 y 0.05 varía entre 890 l/s y 2814 l/s.

Figura 5-3. Comparación de velocidad Vs profundidad para distintas pendientes. Flujo uniforme. Material acrílico



En la figura 5-3, se puede evidenciar que las velocidades varían entre aproximadamente 2 m/s y 9.4 m/s, teniendo en cuenta que los canales presentan una velocidad máxima para evitar la socavación se recomienda una pendiente máxima de 1.5%.

Figura 5-4. Comparación de Froude Vs profundidad. Flujo uniforme. Material acrílico



En la figura 5-4, se evidencia que el número de Froude varía entre 1.22 y 5.2 en los cálculos manuales empleando la ecuación de Manning.

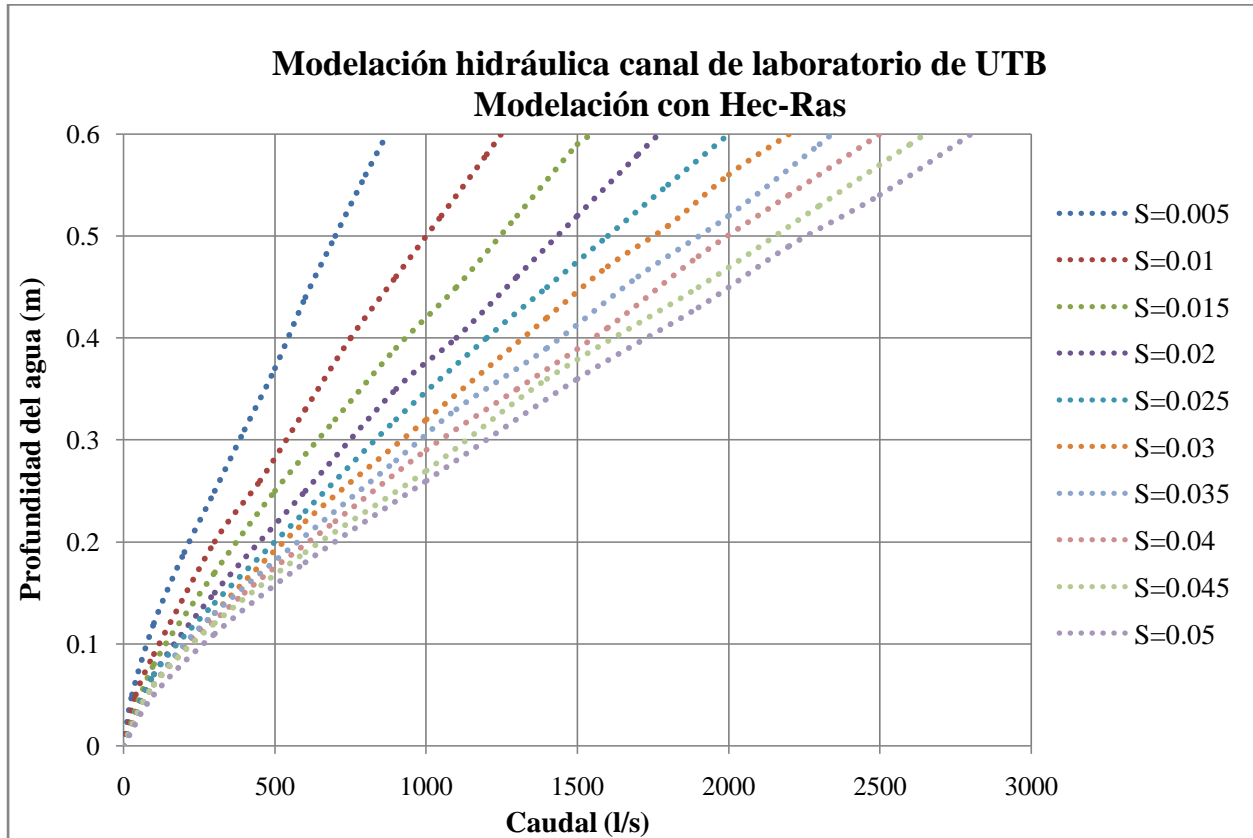
Adicionalmente se elaboraron modelaciones hidráulicas realizadas con el software HEC-RAS para cada una de las pendientes modeladas y se obtuvieron los resultados que se muestran en la tabla 5-3 para condiciones de caudal con flujo lleno:

Tabla 5-3. Valores de caudales con flujo lleno para flujo uniforme modelados en el software Hec-Ras para el material acrílico.

Pendiente(S)	Caudal máximo (l/s)	Velocidad(m/s)	Froude
0.005	870	2.92	1.2
0.01	1247	4.19	1.73
0.015	1550	5.14	2.11
0.02	1770	5.93	2.45
0.025	2000	6.64	2.73
0.03	2200	7.28	2.99
0.035	2340	7.84	3.24
0.04	2500	8.38	3.46
0.045	2650	8.89	3.67
0.05	2800	9.37	3.87

Con base en los datos obtenidos en la modelación hidráulica desarrollada en HEC-RAS, se obtuvieron las características mostradas en la figura 5-5, 5-6, 5-7 para cada una de las pendientes modeladas.

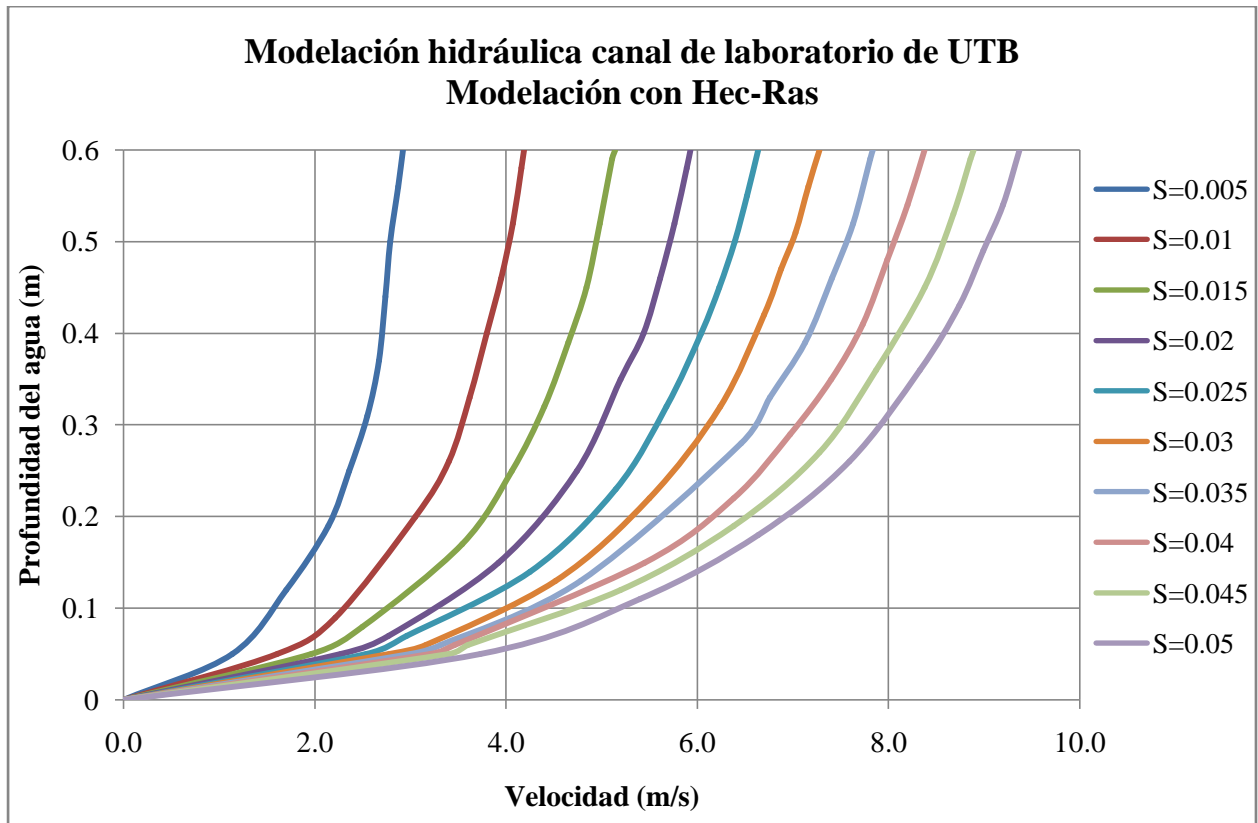
Figura 5-5. Comparación de caudal Vs profundidad. Hec-Ras. Material acrílico



De acuerdo a la figura 5-5, se observa que para realizar una práctica de laboratorio de flujo uniforme, se necesitaría en caudal (Q) mínimo de 300 l/s, con una profundidad de 0.2 m para que los fenómenos hidráulicos sean apreciados visualmente.

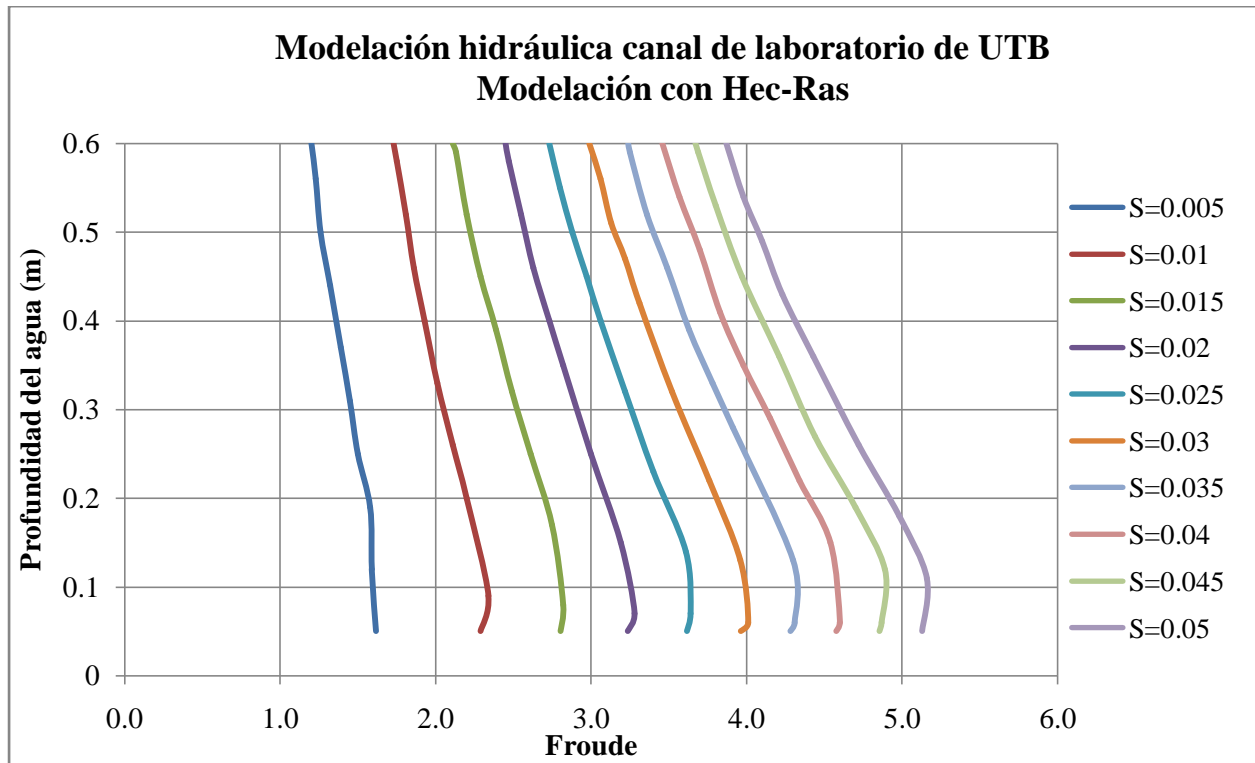
El caudal (Q) con flujo lleno para pendientes entre 0.005 y 0.05 varía entre 870 l/s y 2800 l/s.

Figura 5-6. Comparación de la velocidad Vs profundidad. Hec-Ras. Material acrílico



En la figura 5-6, se puede evidenciar que las velocidades varían entre aproximadamente 2.14 m/s y 9.4 m/s, teniendo en cuenta que los canales presentan una velocidad máxima para evitar la socavación se recomienda una pendiente máxima de 1.5%.

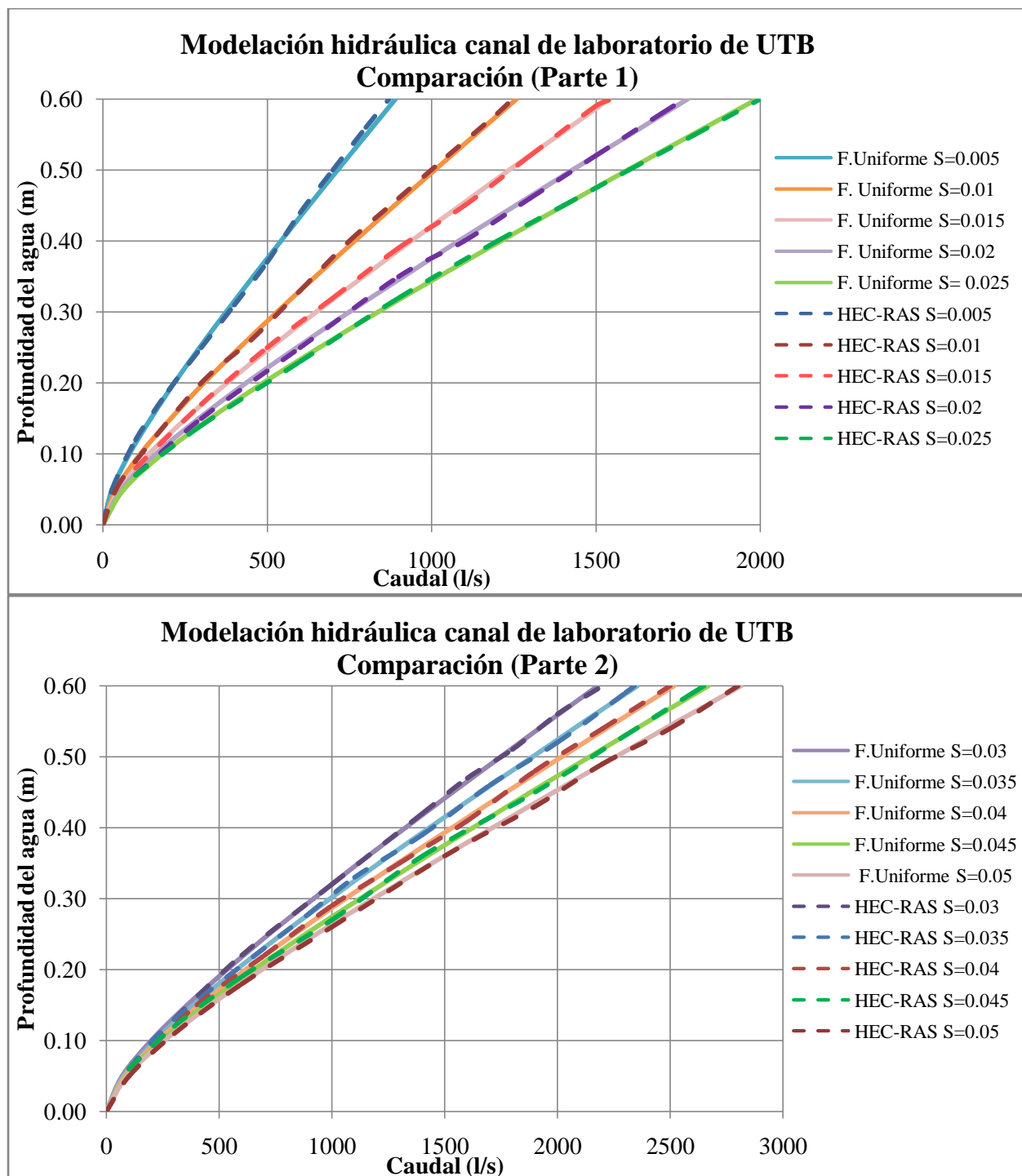
Figura 5-7. Comparación de Froude Vs profundidad. Hec-Ras. Material acrílico



En la figura 5-7, se evidencia que el número de Froude varía entre 1.2 y 5.2 en los cálculos arrojados por el modelo unidimensional Hec -Ras.

Finalmente, se realizó una comparación entre los resultados obtenidos del flujo uniforme (ecuación de Manning) y del software Hec-Ras por medio de gráficas en las cuales se muestran las similitudes del comportamiento del flujo (figura 5-8).

Figura 5-8. Comparación Profundidad Vs Caudal. Material acrílico



Teniendo en cuenta los resultados obtenidos en las figuras se observó que el comportamiento del flujo en el acrílico es similar tanto en la modelación experimental (Hec-Ras), como en los

resultados dados por cálculos manuales (ecuación de Manning). Por lo cual se considera el acrílico como un material ideal para simulaciones experimentales.

5.2.2. Cálculos y modelaciones de flujo uniforme con piedra (n=0.014)

Para las modelaciones realizadas con el primer tipo de piedra se usa un coeficiente de Manning de 0.014, dicho valor fue obtenido de las tablas de coeficiente de Manning establecidas por Ven Te Chow²⁶. Las demás características como el ancho y el alto, corresponden a las medidas del canal a construir y su prototipo. (Tabla 5-1).

Con el fin de verificar la eficacia del canal hidrodinámico con el material en estudio (Piedra-concreto), se realizaron comparaciones entre los cálculos obtenidos manualmente del flujo uniforme con la fórmula de Manning y los que resulten de las modelaciones hidráulicas ejecutadas con el software HEC-RAS. En el Anexo 3 se presentan los resultados detallados.

En la tabla 5-4 se evidencian los resultados del flujo uniforme con cada una de las pendientes y su caudal con flujo lleno:

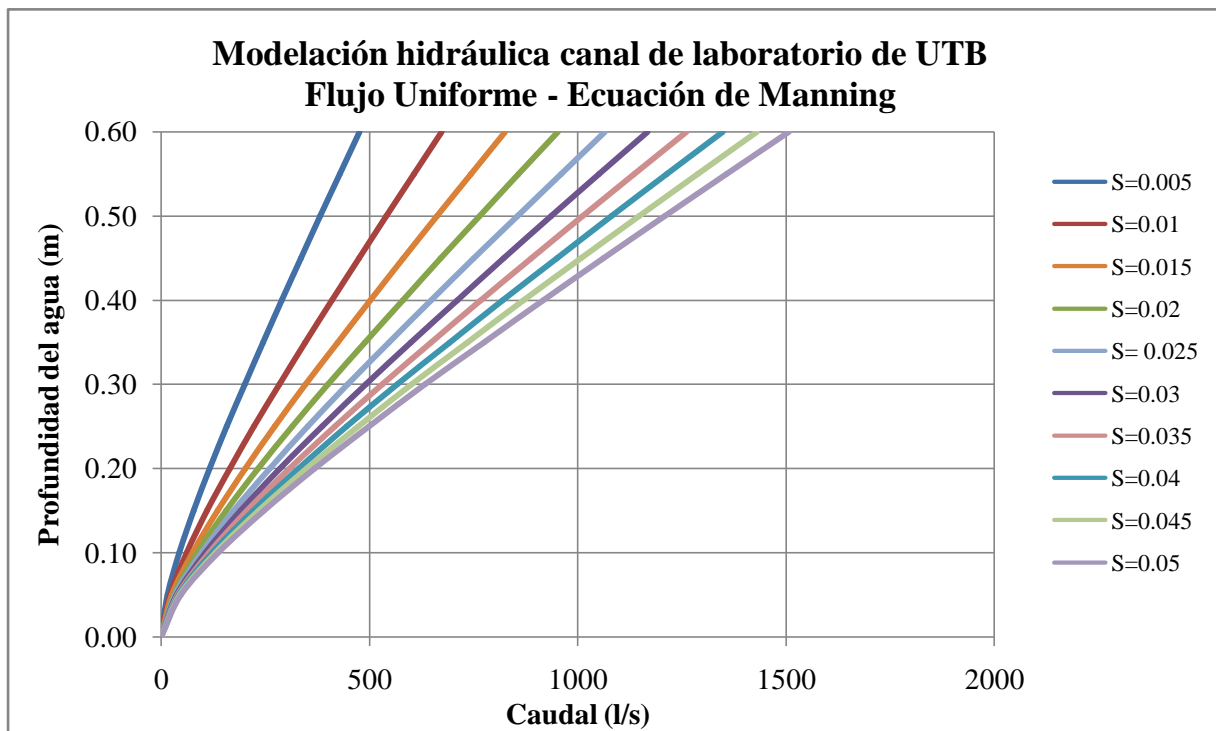
Tabla 5-4. Valores de Caudal con flujo lleno para flujo uniforme empleando la ecuación de Manning en el caso material Piedra1.

Pendiente(S)	Caudal máximo (l/s)
0.005	476.7
0.01	674.2
0.015	825.7
0.02	953.4
0.025	1066
0.03	1167.7
0.035	1261.3
0.04	1348.4
0.045	1430.1
0.05	1507.5

²⁶Chow V.T., (1994). *HIDRAULICA DE CANALES ABIERTOS*. (J.G. Saldarriaga, Trad). Santafé de Bogotá: Mc Graw-Hill. (Trabajo publicado en 1959) pp(96-111).

El comportamiento del flujo uniforme obtenido de los resultados anteriores (Véase Anexo3) se demuestra en las figuras 5-9, 5-10, 5-11, las cuales evidencian las características del flujo como son la velocidad, el número de Froude y caudal, en contraste con las profundidades asignadas.

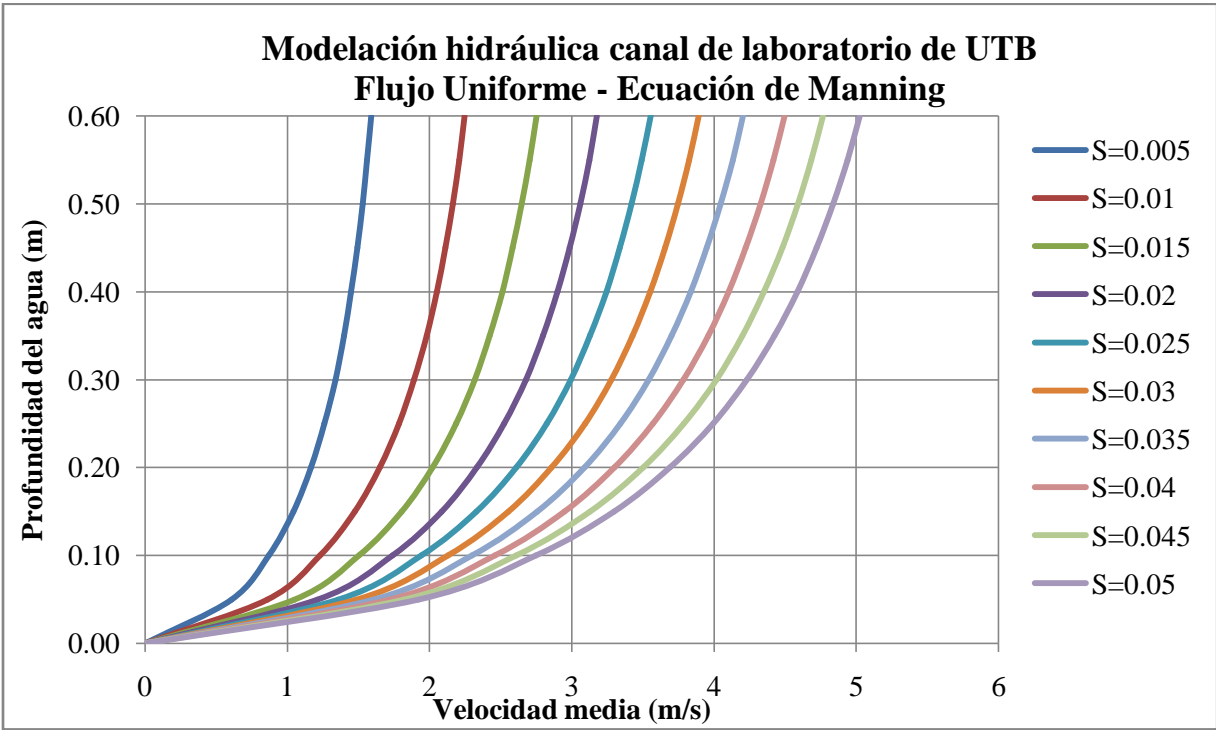
Figura 5-9. Comparación de caudal Vs profundidad para flujo uniforme con la ecuación de Manning para el material piedra (1)



De acuerdo a la figura 5-9, se observa que para realizar una práctica de laboratorio de flujo uniforme, se necesitaría en caudal (Q) mínimo de 116 l/s, con una profundidad de 0.2 m para que los fenómenos hidráulicos sean apreciados visualmente.

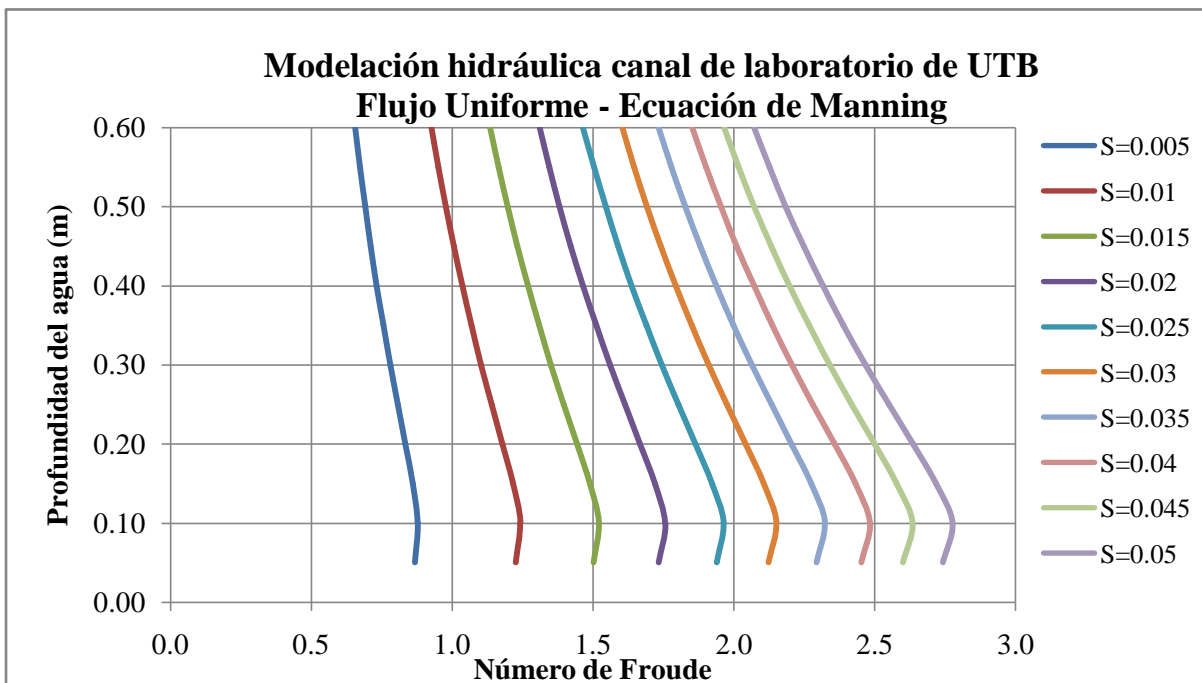
El caudal (Q) con flujo lleno para pendientes entre 0.005 y 0.05 varía entre 477 l/s y 1507 l/s.

Figura 5-10. Comparación de la velocidad Vs profundidad para flujo uniforme con la ecuación de Manning para el material Piedra (1)



En la figura 5-10, se puede evidenciar que las velocidades varían entre aproximadamente 1.16 m/s y 5 m/s, teniendo en cuenta que los canales presentan una velocidad máxima para evitar la socavación se recomienda una pendiente máxima de 5%.

Figura 5-11. Comparación Froude Vs Profundidad para flujo uniforme. Material piedra (1)



En la figura 5-11, se evidencia que el número de Froude varía entre 0.75 y 2.72 en los cálculos manuales empleando la ecuación de Manning.

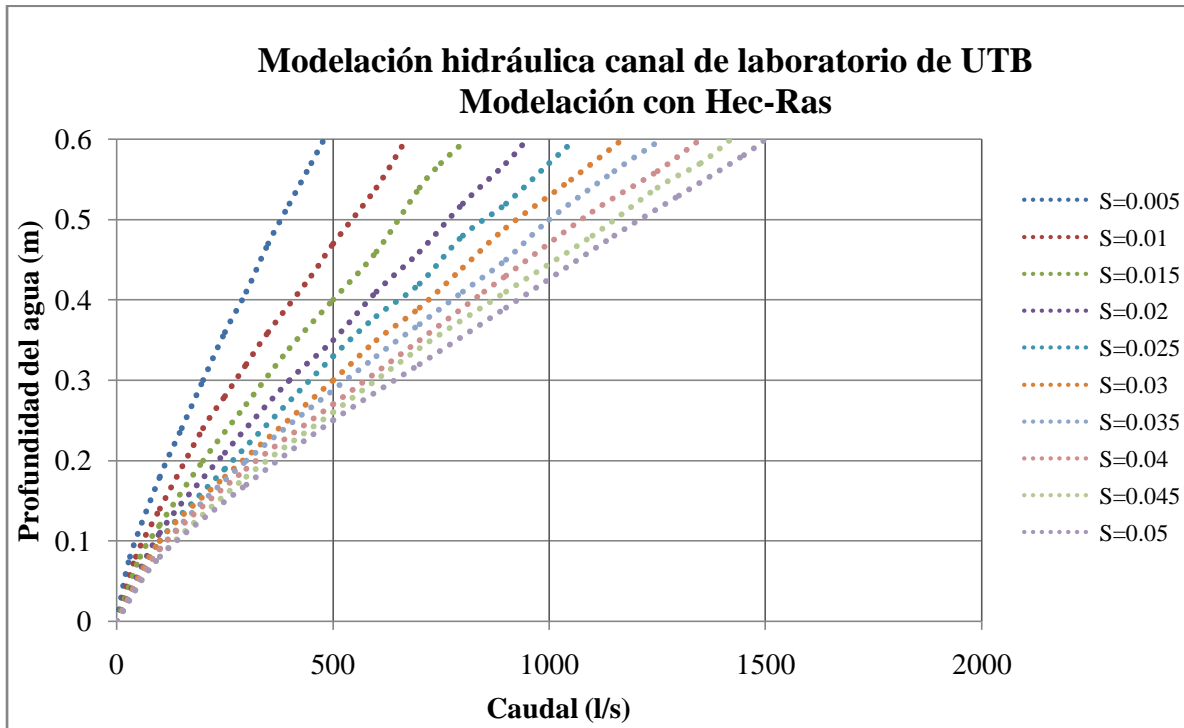
De las modelaciones hidráulicas realizadas con el software HEC-RAS para cada una de las pendientes asumidas con el n de Manning de la Piedra1-Concreto se obtienen los siguientes resultados:

Tabla 5-5. Valores de caudales con flujo lleno, velocidad y número de Froude con flujo uniforme (Hec-Ras) para el material Piedra 1.

Pendiente(S)	Caudal l/s	Velocidad(m/s)	Froude
0.005	480	1.59	0.65
0.010	670	2.24	0.93
0.015	810	2.67	1.10
0.020	950	3.15	1.30
0.025	1060	3.55	1.47
0.030	1170	3.90	1.60
0.035	1260	4.19	1.73
0.040	1350	4.49	1.85
0.045	1420	4.76	1.97
0.050	1500	5.02	2.07

Teniendo en cuenta la tabla anterior se generaron las siguientes gráficas, las cuales muestran las comparaciones de la profundidad del agua con el caudal, la velocidad y el número de Froude para cada pendiente asignada

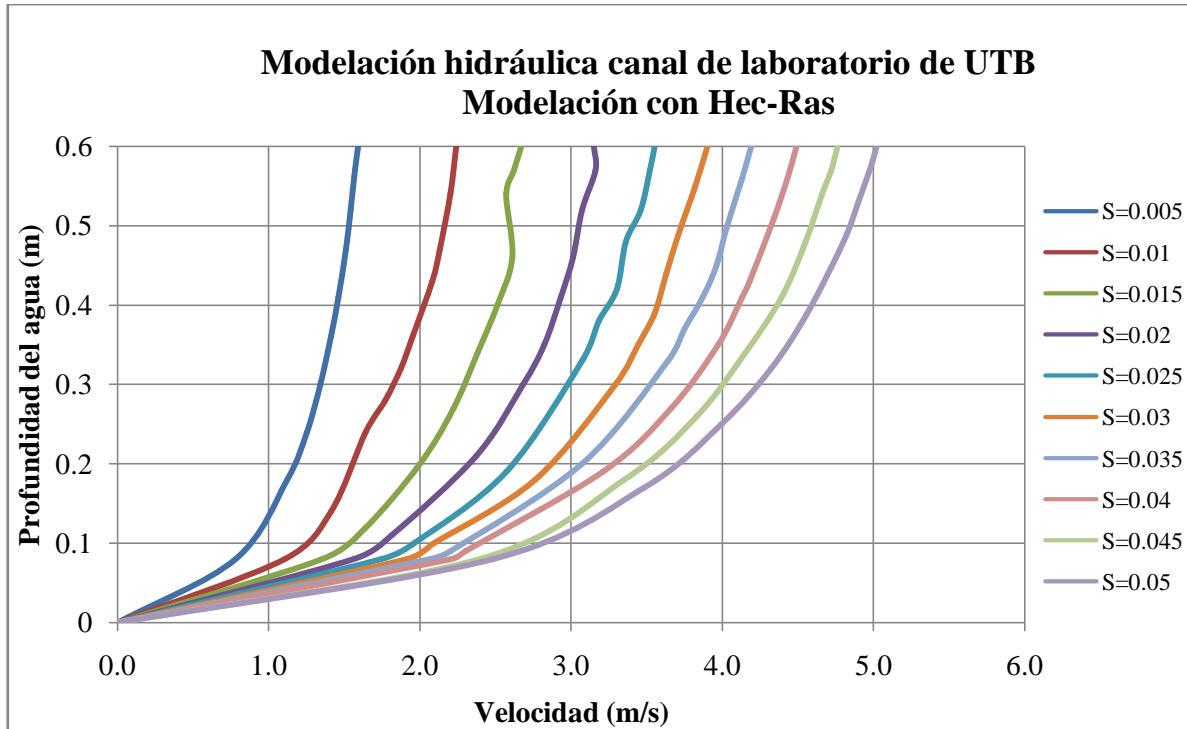
Figura 5-12. Comparación caudal Vs profundidad. Hec-Ras. Material Piedra (1)



De acuerdo a la figura 5-12, se observa que para realizar una práctica de laboratorio de flujo uniforme, se necesitaría en caudal (Q) mínimo de 110 l/s, con una profundidad de 0.2 m para que los fenómenos hidráulicos sean apreciados visualmente.

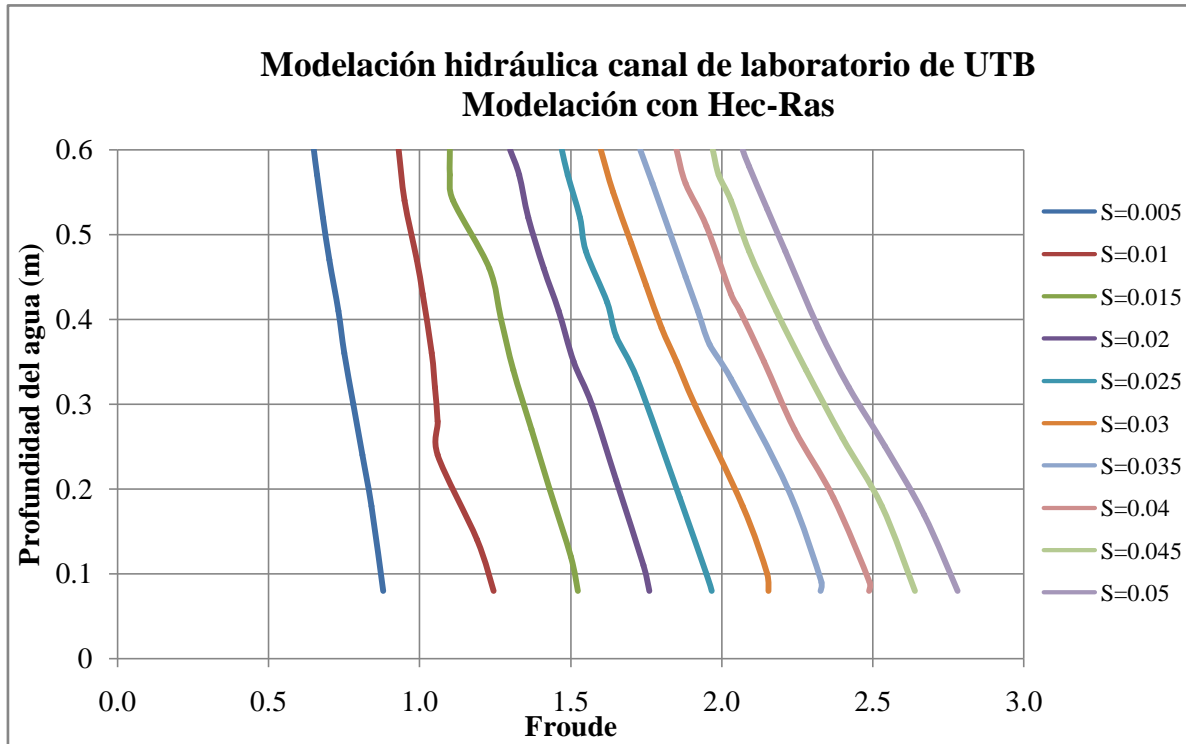
El caudal (Q) con flujo lleno para pendientes entre 0.005 y 0.05 varía entre 480 l/s y 1500 l/s.

Figura 5-13. Velocidad Vs profundidad. Hec-Ras. Material Piedra (1)



En la figura 5-13, se puede evidenciar que las velocidades varían entre aproximadamente 1.20m/s y 5 m/s, teniendo en cuenta que los canales presentan una velocidad máxima para evitar la socavación se recomienda una pendiente máxima de 5%.

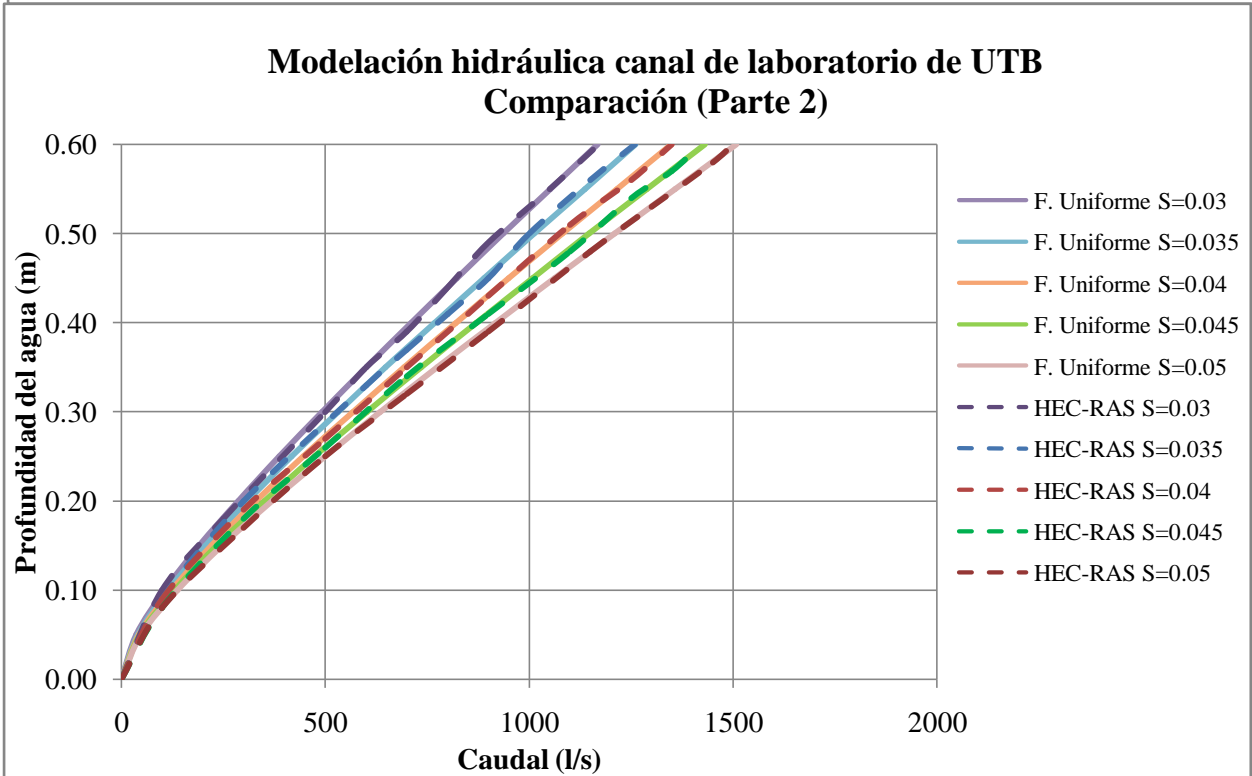
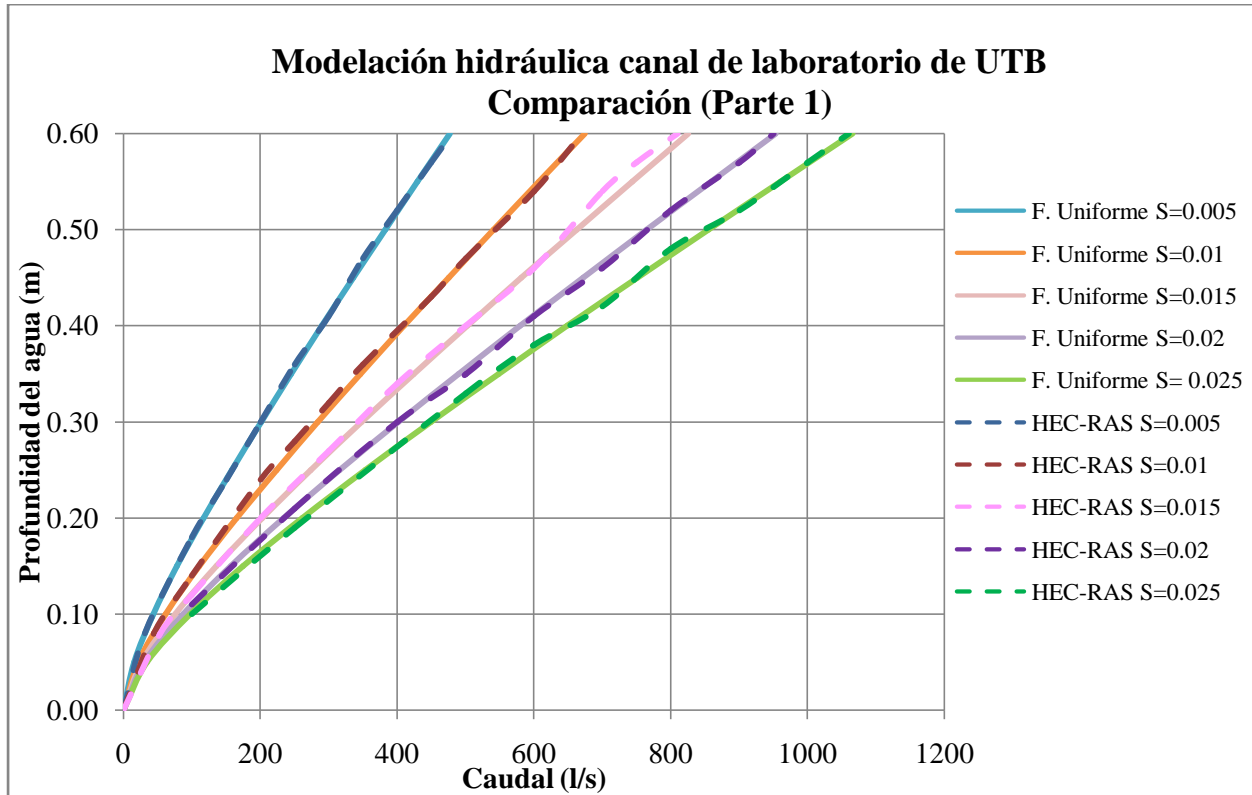
Figura 5-14. Comparación Froude Vs profundidad. Hec-Ras. Material Piedra (1)



En la figura 5-14, se evidencia que el número de Froude varía entre 0.65 y 2.78 en los cálculos arrojados por el software Hec-Ras.

Por último se realizó una comparación entre los resultados obtenidos del flujo uniforme y del software Hec-Ras por medio de gráficas en las cuales se demuestra la similitud en el comportamiento del flujo.

Figura 5-15.Comparación profundidad Vs caudal. Material piedra (1)



Teniendo en cuenta los resultados obtenidos en las figuras se observó que el comportamiento del flujo en la piedra (1) es similar tanto en Hec-Ras, como en los resultados obtenidos por cálculos de la ecuación de Manning, aunque se podrían generar algunas variaciones, debido a que el modelo unidimensional podría arrojar algunos errores correspondientes a las desviaciones que se podrían presentar en los cálculos.

5.2.3. Cálculos y modelaciones de flujo uniforme con piedra (n=0.025)

Para las modelaciones realizadas con el segundo tipo de piedra se usa un coeficiente de Manning de 0.025, dicho valor fue obtenido de las tablas de coeficiente de Manning establecidas por Vente Chow²⁷. Las demás características como el ancho y el alto, corresponden a las medidas del canal a construir y su prototipo. (**Tabla 5-1**).

Para verificar la eficacia del canal hidrodinámico con el material en cuestión (Piedra-2), se realizaron r comparaciones entre los cálculos obtenidos manualmente del flujo uniforme con la fórmula de Manning y los que resultan de las modelaciones hidráulicas ejecutadas con el software HEC-RAS (**Véase Anexo 4**), en la tabla 5-6, se evidencian los valores asociados a caudales con flujo lleno teniendo en cuenta los rangos en pendientes empleados para la modelación.

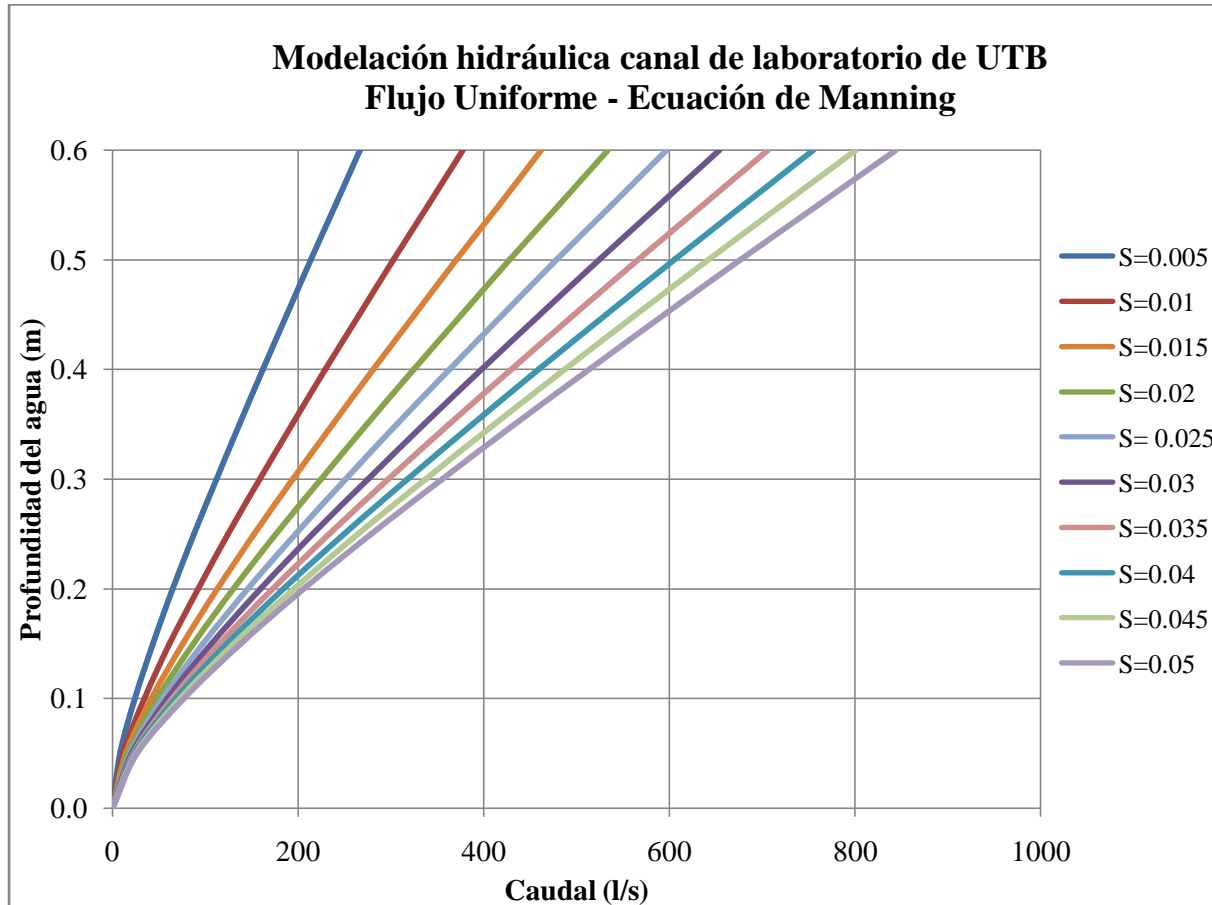
Tabla 5-6. Valores de caudales con flujo lleno cuando se presenta flujo uniforme en material Piedra 2.

Pendiente(S)	Caudal l/s
0.005	267
0.010	377.5
0.015	462.4
0.020	533.9
0.025	596.9
0.030	653.9
0.035	706.3
0.040	755.1
0.045	800.9
0.050	844.2

²⁷Chow V.T., (1994). *HIDRAULICA DE CANALES ABIERTOS*. (J.G. Saldarriaga, Trad). Santafé de Bogotá: Mc Graw-Hill. (Trabajo publicado en 1959) pp(96-111).

Con base a los resultados anteriores se evidencia el comportamiento del flujo uniforme en las figuras 5-16, 5-17, 5-18, las cuales comparan las diversas propiedades del flujo como el caudal, la velocidad y el número de Froude, teniendo en cuenta las profundidades asignadas.

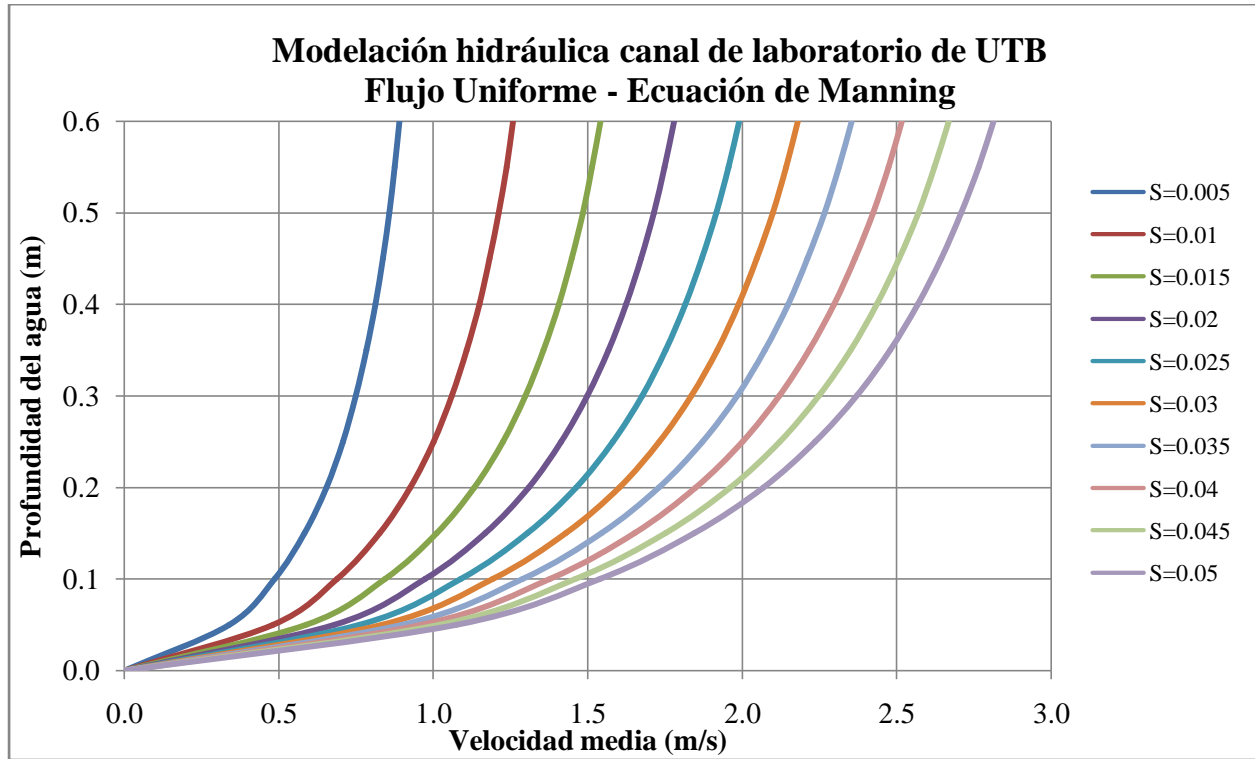
Figura 5-16. Comparación del caudal Vs profundidad con flujo uniforme para material Piedra (2)



De acuerdo a la figura 5-16, se observa que para realizar una práctica de laboratorio de flujo uniforme, se necesitaría en caudal (Q) mínimo de 65.4l/s, con una profundidad de 0.2 m para que los fenómenos hidráulicos sean apreciados visualmente.

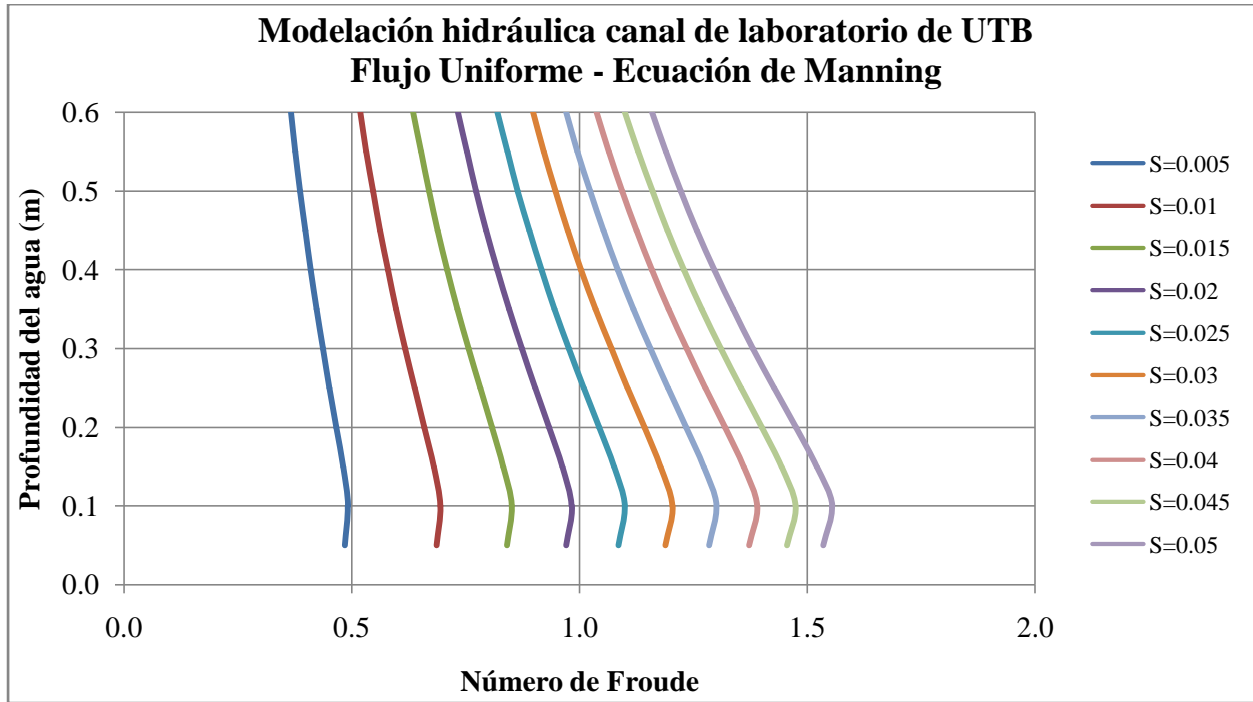
El caudal (Q) con flujo lleno para pendientes entre 0.005 y 0.05 varía entre 267 l/s y 844 l/s.

Figura 5-17. Comparación de velocidadVs profundidad con flujo uniforme para Piedra (2)



En la figura 5-17, se puede evidenciar que las velocidades varían entre aproximadamente 0.65 m/s y 2.81m/s, teniendo en cuenta que los canales presentan una velocidad máxima para evitar la socavación se recomienda una pendiente máxima de 5%.

Figura 5-18. Comparación de Froude Vs profundidad con flujo uniforme para material ¿Piedra (2)



En la figura 5-18, se evidencia que el número de Froude varía entre 0.37 y 1.52 en los cálculos manuales empleando la ecuación de Manning.

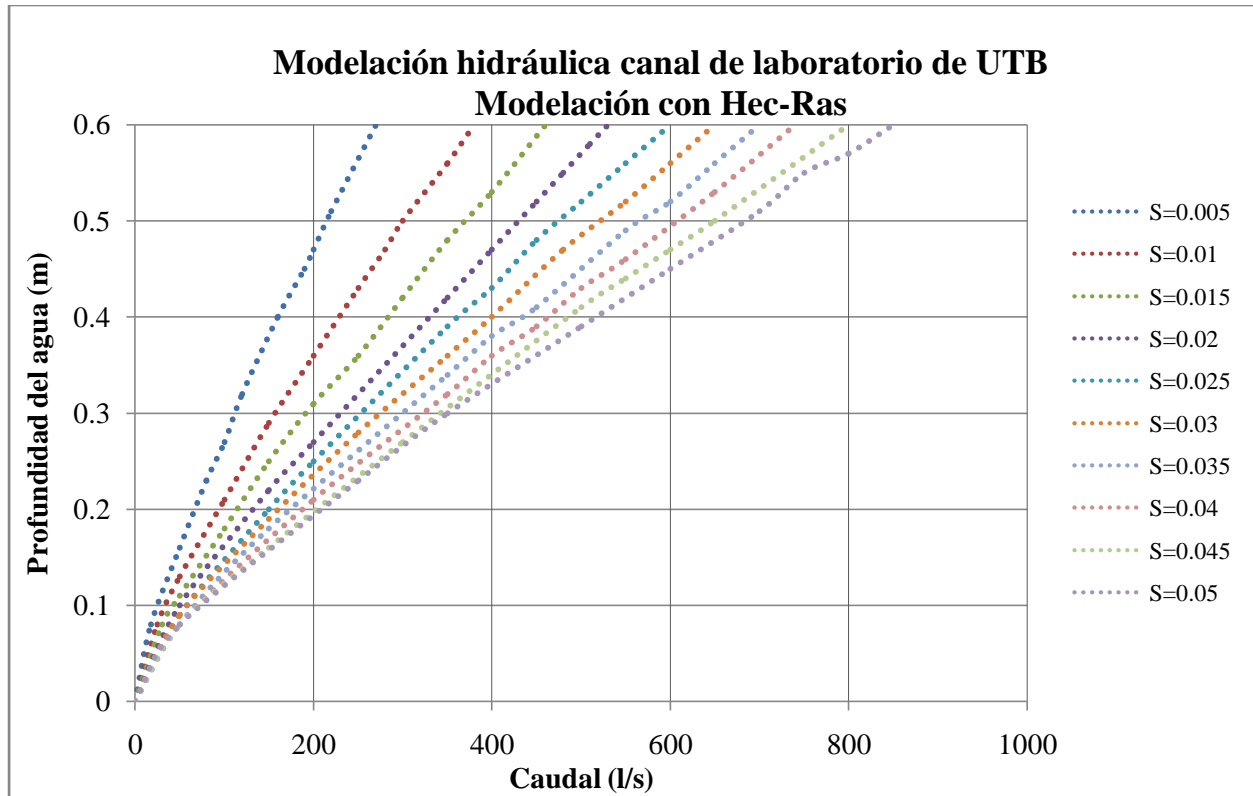
De las modelaciones hidráulicas realizadas con el software HEC-RAS para cada una de las pendientes asumidas se obtienen los siguientes resultados:

Tabla 5-7. Valores de Caudal con flujo lleno para flujo uniforme (Hec-Ras) teniendo en cuenta el material Piedra 2.

Pendiente(S)	Caudal l/s	Velocidad(m/s)	Froude
0.005	270	0.89	0.37
0.01	380	1.26	0.52
0.015	460	1.54	0.64
0.02	530	1.78	0.73
0.025	600	1.99	0.82
0.03	650	2.18	0.9
0.035	700	2.35	0.97
0.04	740	2.45	1.01
0.045	800	2.68	1.11
0.05	850	2.82	1.16

Con las tablas anteriores se generaron las siguientes gráficas, en las cuales se compara la profundidad del agua con el caudal, la velocidad y el número de Froude:

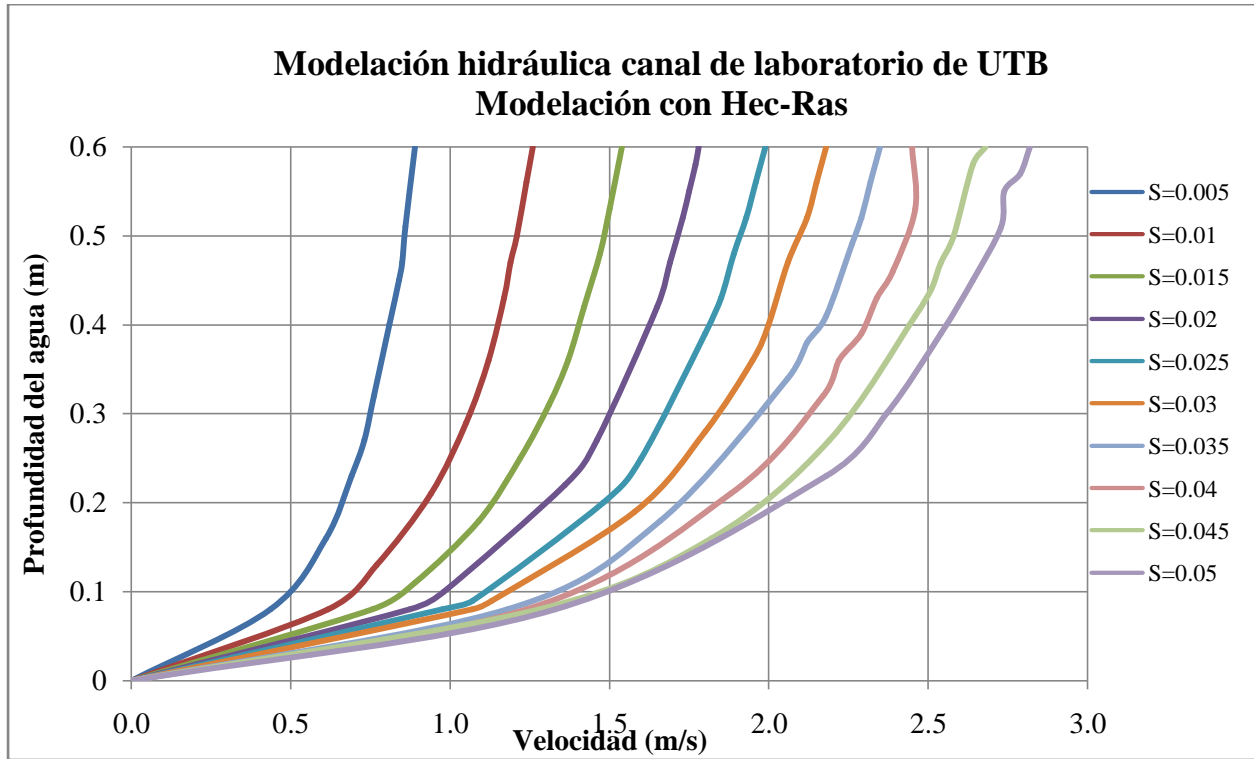
Figura 5-19. Comparación de caudal Vs profundidad. Hec-Ras. Material Piedra (2)



De acuerdo a la figura 5-19, se observa que para realizar una práctica de laboratorio de flujo uniforme, se necesitaría en caudal (Q) mínimo de 75 l/s, con una profundidad de 0.2 m para que los fenómenos hidráulicos sean apreciados visualmente.

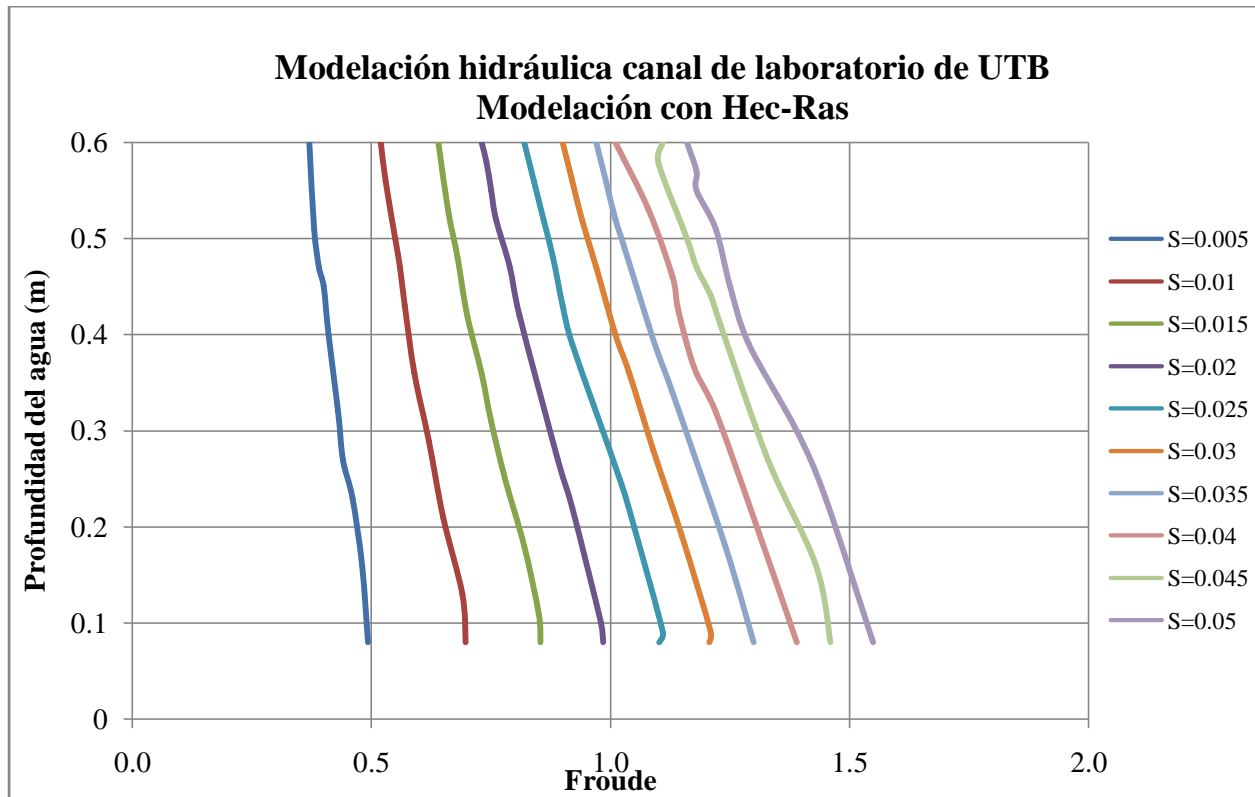
El caudal (Q) con flujo lleno para pendientes entre 0.005 y 0.05 varía entre 270 l/s y 850 l/s.

Figura 5-20. Comparación velocidad Vs profundidad. Hec-Ras. Material Piedra (2)



En la figura 5-20, se puede evidenciar que las velocidades varían entre aproximadamente 0.69m/s y 2.82 m/s, teniendo en cuenta que los canales presentan una velocidad máxima para evitar la socavación se recomienda una pendiente máxima de 5%.

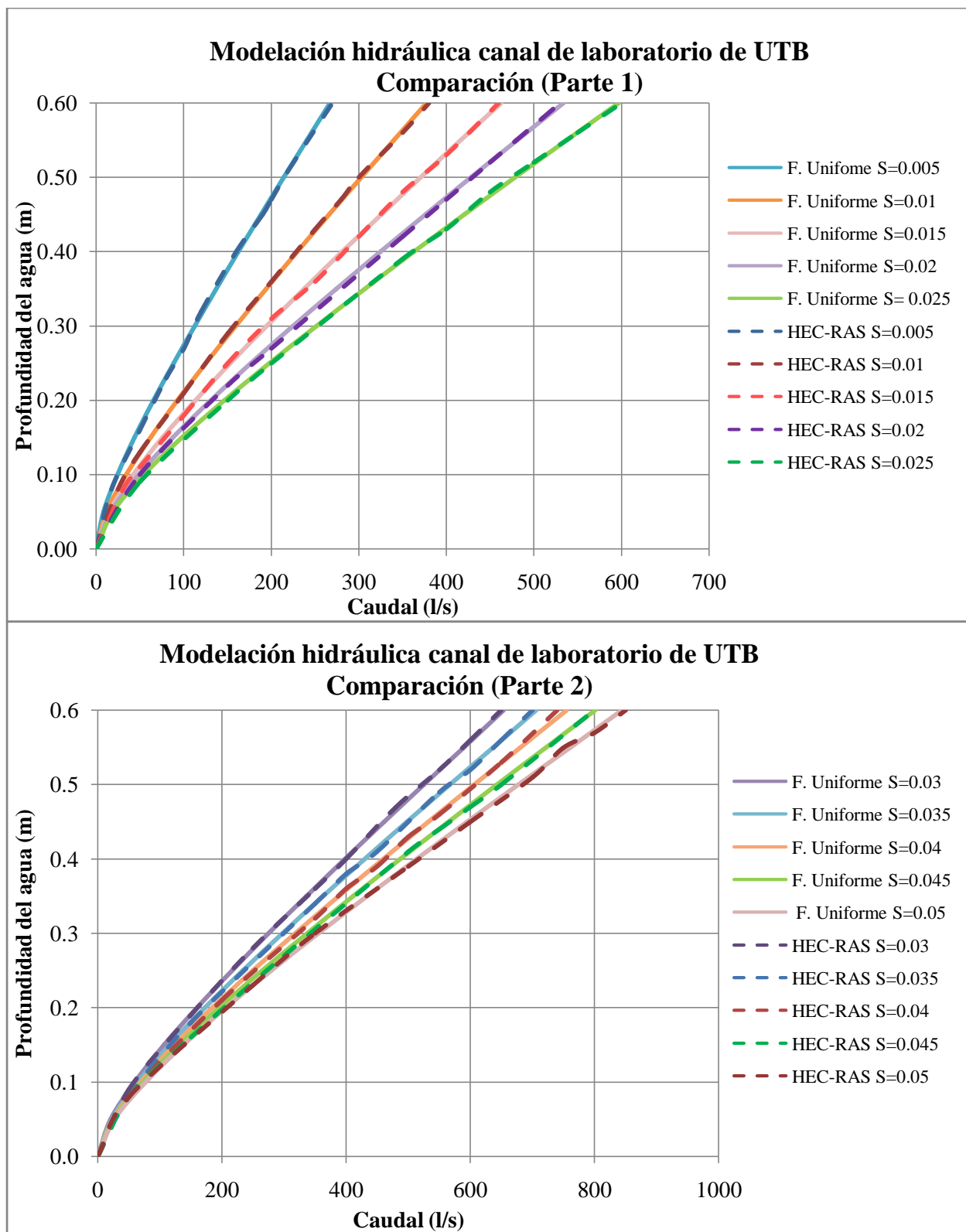
Figura 5-21. Comparación de Froude Vs profundidad. Hec-Ras. Material Piedra (2)



En la figura 5-21, se evidencia que el número de Froude varía entre 0.37 y 1.55 en los cálculos obtenidos en la modelación basada en el software Hec-Ras.

Finalmente, se realizó una comparación entre los resultados obtenidos del flujo uniforme y del software Hec-Ras por medio de gráficas en las cuales se demuestra la similitud en el comportamiento del flujo.

Figura 5-22.Comparación Profundidad Vs Caudal. Piedra (2)



Teniendo en cuenta los resultados obtenidos en las figuras se observó que el comportamiento del flujo en la piedra (2) es similar tanto en Hec-Ras, como en los resultados obtenidos por cálculos de la ecuación de Manning, sin embargo en algunas pendientes se genera unas pequeñas variaciones, que presentan un margen de error muy mínimo, por lo cual se podría inferir que en cuanto al flujo uniforme el modelo unidimensional Hec-Ras proyecta datos con gran semejanza a los de la vida real.

5.3. Modelación con vertederos

El primer paso a tener en cuenta para el estudio de modelaciones con vertederos corresponde al cálculo manual del caudal con cada uno de los parámetros asumidos, los cuales varían en el siguiente rango: $P = (0.1, 0.15, 0.20, 0.25, 0.30, 0.35, 0.40)$ m/m.

La fórmula utilizada es la establecida por Rehbock, tal como se menciona en el numeral (3.2.5.1.3.4), la cual es muy utilizada en experimentaciones de laboratorio por su precisión.

Los resultados obtenidos fueron:

Tabla 5-8. Fórmula de Rehbock para cada uno de los parámetros asignados.

P	L(m)	H(m)	Y(m)	C	Q(m ³ /s)	Q (l/s)
0.1	0.5	0.10	0.20	0.7	0.03	32.55
	0.5	0.15	0.25	0.73	0.06	62.99
	0.5	0.20	0.30	0.77	0.1	102.13
	0.5	0.25	0.35	0.81	0.15	150.04
	0.5	0.30	0.40	0.85	0.21	206.94
	0.5	0.35	0.45	0.89	0.27	273.06
	0.5	0.40	0.50	0.93	0.35	348.66
	0.5	0.45	0.55	0.97	0.43	434.03
	0.5	0.50	0.60	1.01	0.53	529.45
0.15	0.5	0.10	0.25	0.67	0.03	31.24
	0.5	0.15	0.30	0.69	0.06	59.44
	0.5	0.20	0.35	0.72	0.09	94.87
	0.5	0.25	0.40	0.74	0.14	137.40
	0.5	0.30	0.45	0.77	0.19	187.03
	0.5	0.35	0.50	0.8	0.24	243.83
	0.5	0.40	0.55	0.82	0.31	307.89
	0.5	0.45	0.60	0.85	0.38	379.34

P	L(m)	H(m)	Y(m)	C	Q(m³/s)	Q (l/s)
0.2	0.5	0.10	0.30	0.66	0.03	30.59
	0.5	0.15	0.35	0.67	0.06	57.66
	0.5	0.20	0.40	0.69	0.09	91.24
	0.5	0.25	0.45	0.71	0.13	131.08
	0.5	0.30	0.50	0.73	0.18	177.08
	0.5	0.35	0.55	0.75	0.23	229.22
	0.5	0.40	0.60	0.77	0.29	287.51
0.25	0.5	0.10	0.35	0.65	0.03	30.20
	0.5	0.15	0.40	0.66	0.06	56.60
	0.5	0.20	0.45	0.67	0.09	89.07
	0.5	0.25	0.50	0.69	0.13	127.29
	0.5	0.30	0.55	0.71	0.17	171.11
	0.5	0.35	0.60	0.72	0.22	220.45
0.3	0.5	0.10	0.40	0.64	0.03	29.94
	0.5	0.15	0.45	0.65	0.06	55.89
	0.5	0.20	0.50	0.66	0.09	87.61
	0.5	0.25	0.55	0.68	0.12	124.76
	0.5	0.30	0.60	0.69	0.17	167.13
0.35	0.5	0.10	0.45	0.64	0.03	29.76
	0.5	0.15	0.50	0.65	0.06	55.38
	0.5	0.20	0.55	0.66	0.09	86.58
	0.5	0.25	0.60	0.67	0.12	122.95
0.4	0.5	0.10	0.50	0.63	0.03	29.62
	0.5	0.15	0.55	0.64	0.05	55.00
	0.5	0.20	0.60	0.65	0.09	85.80

Donde

P: paramento

L=Longitud del vertedero

H: Carga hidráulica

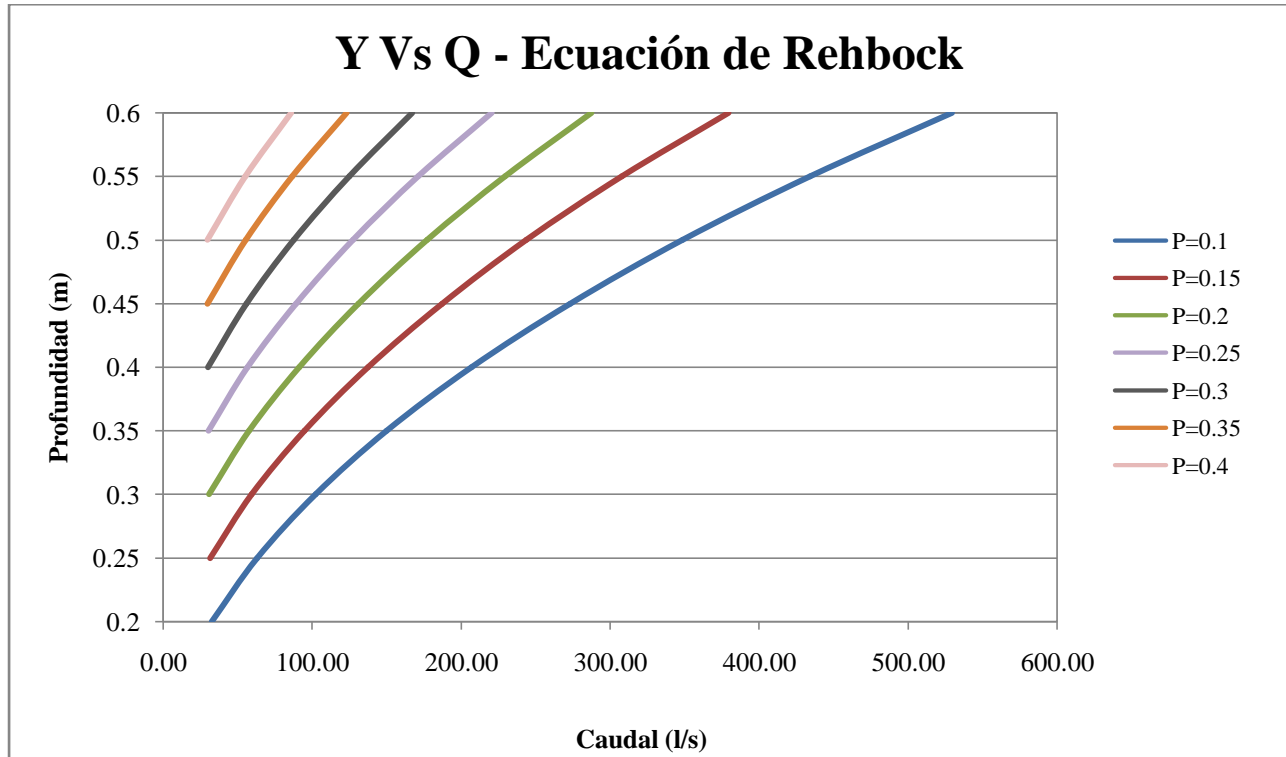
Y= Profundidad

C: Coeficiente de descarga

Q: Caudal

Con base a los resultados de las tablas anteriores se graficó el comportamiento en los vertederos teniendo en cuenta la profundidad del agua.

Figura 5-23. Profundidad Vs Caudal en vertedero con ecuación de Rehbock



Posteriormente se realizaron de las modelaciones con ayuda del software HEC_RAS, se realizó una modelación con cada uno de los parámetros del rango mencionado.

El material escogido en la modelación es el acrílico puesto que es el que mejor similitud arrojó al compararlo con el comportamiento del flujo uniforme.

Se tiene un vertedero rectangular de cresta ancha con 0.5m de ancho.

De dichas modelaciones se obtuvieron los datos de la tabla 5-9:

Tabla 5-9. Resultados de la modelación con vertederos en Hec-Ras.

P (m)	Q Total (m³/s)	Q Total (l/s)	W.S. Elev (m)	H (m)	Vel (m/s)	Weir Width (m)	Froude # Chl
0.10	0.025	25	0.21	0.11	0.24	0.5	0.17
	0.050	50	0.28	0.18	0.36	0.5	0.22
	0.070	70	0.31	0.21	0.45	0.5	0.26
	0.100	100	0.36	0.26	0.56	0.5	0.30
	0.150	150	0.43	0.33	0.69	0.5	0.34
	0.250	250	0.56	0.46	0.89	0.5	0.38
	0.279	279	0.60	0.50	0.93	0.5	0.39
0.15	0.025	25	0.26	0.11	0.19	0.5	0.12
	0.050	50	0.32	0.17	0.32	0.5	0.18
	0.070	70	0.37	0.22	0.38	0.5	0.20
	0.100	100	0.42	0.27	0.47	0.5	0.23
	0.120	120	0.45	0.30	0.53	0.5	0.25
	0.150	150	0.50	0.35	0.61	0.5	0.28
	0.230	230	0.60	0.45	0.77	0.5	0.32
0.20	0.025	25	0.31	0.11	0.16	0.5	0.09
	0.050	50	0.37	0.17	0.27	0.5	0.14
	0.070	70	0.41	0.21	0.34	0.5	0.17
	0.100	100	0.49	0.29	0.41	0.5	0.19
	0.120	120	0.50	0.30	0.48	0.5	0.22
	0.150	150	0.54	0.34	0.55	0.5	0.24
	0.190	190	0.60	0.40	0.63	0.5	0.26
0.25	0.025	25	0.36	0.11	0.14	0.5	0.07
	0.050	50	0.42	0.17	0.24	0.5	0.12
	0.070	70	0.46	0.21	0.30	0.5	0.14
	0.100	100	0.52	0.27	0.39	0.5	0.17
	0.110	110	0.53	0.28	0.41	0.5	0.18
	0.130	130	0.57	0.32	0.46	0.5	0.20
	0.150	150	0.60	0.35	0.50	0.5	0.21
0.30	0.025	25	0.41	0.11	0.12	0.5	0.06
	0.050	50	0.47	0.17	0.21	0.5	0.10
	0.060	60	0.49	0.19	0.24	0.5	0.11
	0.080	80	0.53	0.23	0.30	0.5	0.13
	0.090	90	0.55	0.25	0.33	0.5	0.14
	0.100	100	0.57	0.27	0.35	0.5	0.15
	0.120	120	0.60	0.30	0.40	0.5	0.17
0.35	0.025	25	0.46	0.11	0.11	0.5	0.05
	0.030	30	0.47	0.12	0.13	0.5	0.06

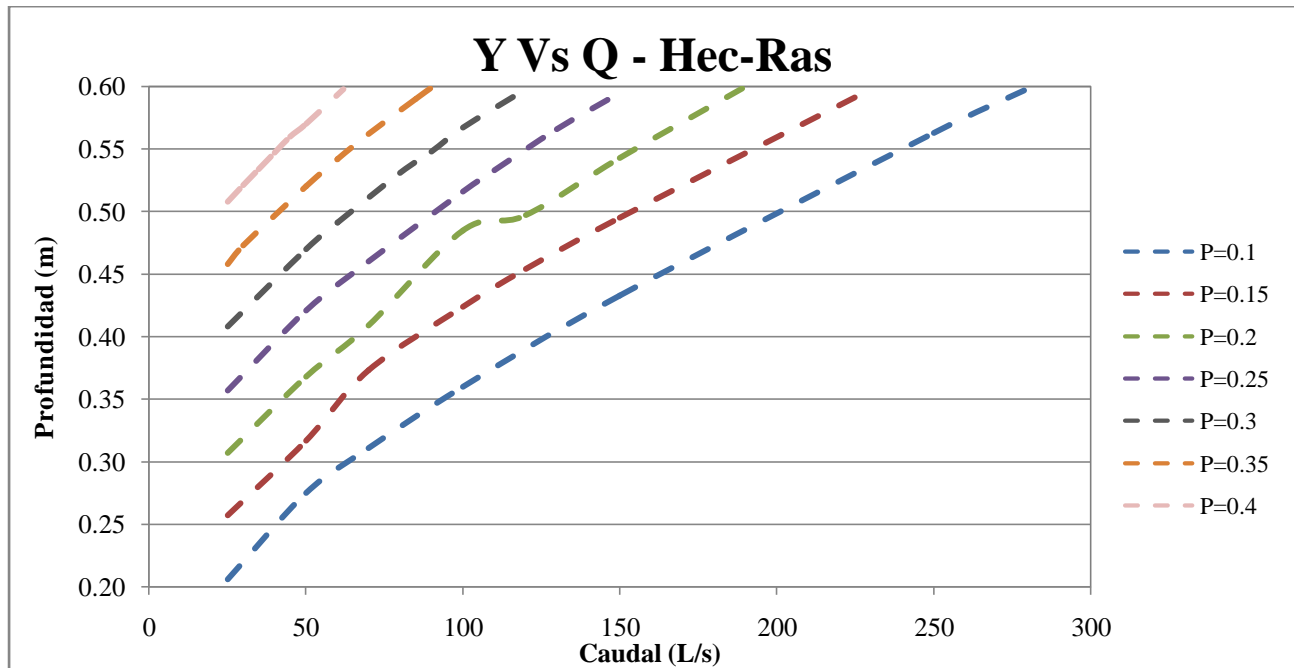
P (m)	Q Total (m³/s)	Q Total (l/s)	W.S. Elev (m)	H (m)	Vel (m/s)	Weir Width (m)	Froude # Chl
	0.050	50	0.52	0.17	0.19	0.5	0.09
	0.060	60	0.54	0.19	0.22	0.5	0.10
	0.070	70	0.56	0.21	0.25	0.5	0.11
	0.085	85	0.59	0.24	0.29	0.5	0.12
	0.090	90	0.60	0.25	0.30	0.5	0.12
0.40	0.025	25	0.51	0.11	0.10	0.5	0.04
	0.030	30	0.52	0.12	0.12	0.5	0.05
	0.035	35	0.53	0.13	0.13	0.5	0.06
	0.040	40	0.55	0.15	0.15	0.5	0.06
	0.045	45	0.56	0.16	0.16	0.5	0.07
	0.050	50	0.57	0.17	0.18	0.5	0.07
	0.062	62	0.60	0.20	0.21	0.5	0.09

Con el software Hec-Ras se realizaron las modelaciones hidráulicas que permiten evidenciar el comportamiento del flujo al ser insertado el vertedero rectangular con cada uno de los diferentes parámetros, y de cada modelación se obtiene la variación del caudal hasta llegar a un valor máximo permitido para que no se produzca un rebose en el canal hidrodinámico.

Además de las modelaciones se puede decir que a medida que se aumentaba el valor del parámetro, el valor máximo que podría llegar a tener el flujo va disminuyendo con dicho aumento, por lo que en la modelación con el parámetro de 0.40m se obtuvo un valor de caudal de 62 L/s, mientras que en la modelación con el parámetro de 0.1m el valor de caudal fue de 279 L/s. (Figura 5.24)

En la siguiente figura se presenta la variación del caudal Vs la profundidad con los datos obtenidos en la modelación efectuada en el software para el diseño de vertederos:

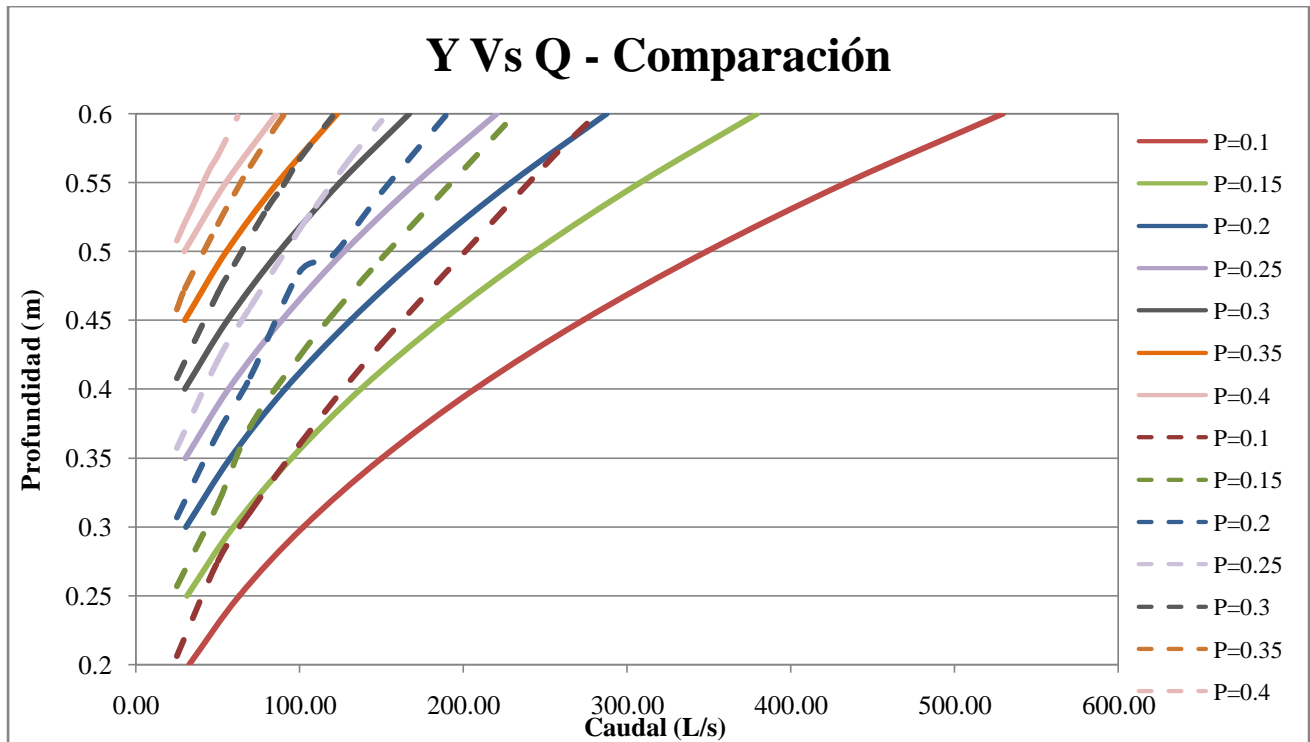
Figura 5-24. Comparación de la profundidad Vs caudal para modelación de vertederos en Hec-Ras.



Los valores de caudales varían entre 25 l/s y 279 l/s

Por último se llevó a cabo una comparación entre los cálculos obtenidos mediante la fórmula de Rehbock y los datos obtenidos del software Hec-Ras, tal como se muestra en la siguiente figura:

Figura 5-25. Comparación de la profundidad Vs caudal para modelación de vertederos con ecuación de Rehbock.



En esta figura se evidencia la semejanza entre los cálculos obtenidos por la fórmula teórica de descarga en un vertedero y los datos que arroja el software, de esta comparación se determinó que existe similitud en el comportamiento del flujo para las modelaciones con los parámetros asumidos de 0.4m, 0.35m, 0.30m y el de 0.25m.

5.4. Modelaciones con compuertas

Se realizaron las modelaciones con las compuertas, las cuales son otras de las estructuras lineales que pueden ser introducidas en un canal hidrodinámico.

Con el software Hec-Ras, se ejecutan las modelaciones, teniendo en cuenta la abertura de la compuerta, por lo cual se escogió un rango de aberturas que varía de 0.1 a 0.40 metros.

Las compuertas son planas modeladas con los vertederos de cresta ancha.

De las modelaciones se obtuvieron los siguientes resultados:

Tabla 5-10. Modelaciones en Hec-Ras aguas arriba de las compuertas con cada una de las aberturas.

Aguas Arriba					
a (m)	Q Total (m3/s)	Q Total (l/s)	W.S. Elev (m)	VelChnl (m/s)	Froude # Chl
0.1	0.03	25	0.09	0.58	0.63
	0.04	40	0.12	0.65	0.60
	0.06	60	0.18	0.65	0.49
	0.08	80	0.35	0.45	0.24
	0.09	90	0.45	0.40	0.19
	0.10	104	0.60	0.35	0.14
0.15	0.03	30	0.09	0.57	0.62
	0.04	40	0.12	0.69	0.64
	0.08	80	0.19	0.84	0.62
	0.09	90	0.22	0.83	0.57
	0.10	100	0.24	0.84	0.55
	0.16	160	0.60	0.52	0.22
0.2	0.03	30	0.09	0.57	0.62
	0.04	40	0.12	0.69	0.64
	0.08	80	0.19	0.84	0.62
	0.09	90	0.22	0.83	0.57
	0.10	100	0.24	0.84	0.55
	0.16	160	0.60	0.52	0.22
0.25	0.03	30	0.08	0.59	0.65
	0.04	40	0.12	0.68	0.64
	0.06	60	0.15	0.80	0.66
	0.09	90	0.20	0.90	0.64
	0.15	150	0.31	0.98	0.57
	0.21	210	0.60	0.71	0.29
0.3	0.03	30	0.09	0.57	0.62
	0.06	60	0.15	0.80	0.67
	0.09	90	0.19	0.93	0.67
	0.15	150	0.26	1.13	0.70
	0.20	200	0.36	1.11	0.59
	0.27	270	0.60	0.91	0.37
0.35	0.03	30	0.09	0.57	0.62
	0.06	60	0.15	0.81	0.67
	0.09	90	0.19	0.95	0.69
	0.15	150	0.26	1.14	0.71
	0.25	250	0.41	1.23	0.61

Aguas Arriba					
a (m)	Q Total (m3/s)	Q Total (l/s)	W.S. Elev (m)	VelChnl (m/s)	Froude # Chl
	0.33	330	0.60	1.12	0.46
0.4	0.03	30	0.10	0.62	0.64
	0.06	60	0.15	0.81	0.67
	0.09	90	0.19	0.94	0.68
	0.18	180	0.30	1.21	0.71
	0.27	270	0.40	1.35	0.68
	0.40	400	0.60	1.33	0.54

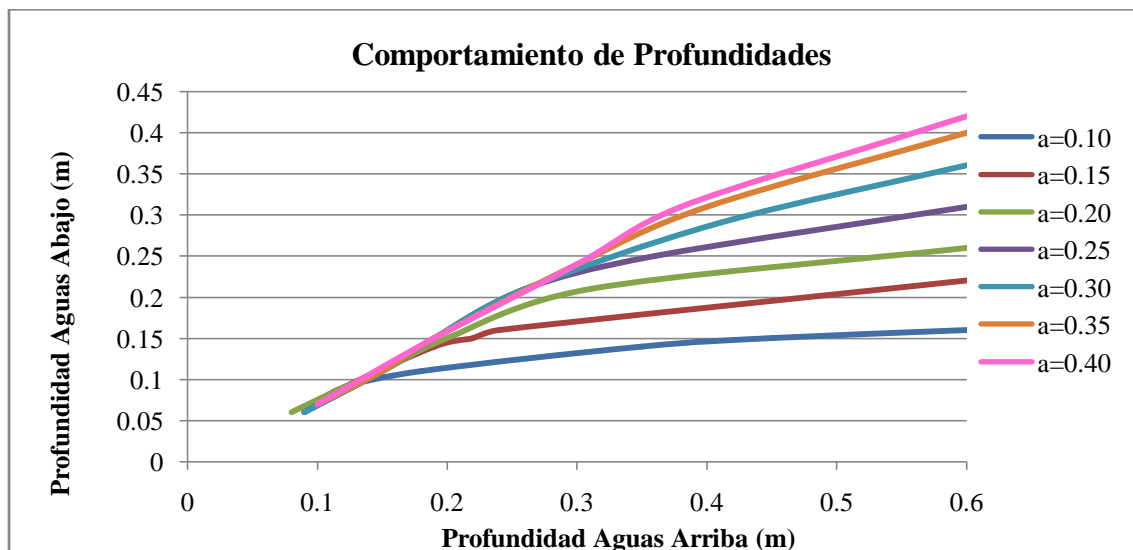
Tabla 5-11. Modelaciones en Hec-Ras aguas abajo de las compuertas con cada una de las aberturas.

Aguas Abajo					
a (m)	Q Total (m3/s)	Q Total (l/s)	W.S. Elev (m)	VelChnl (m/s)	Froude # Chl
0.1	0.03	25	0.06	0.79	1.00
	0.04	40	0.09	0.92	1.00
	0.06	60	0.11	1.06	1.00
	0.08	80	0.14	1.17	1.01
	0.09	90	0.15	1.22	1.02
	0.10	104	0.16	1.27	1.00
0.15	0.03	30	0.06	0.79	1.00
	0.04	40	0.09	0.92	1.00
	0.08	80	0.14	1.17	1.01
	0.09	90	0.15	1.22	1.02
	0.10	100	0.16	1.26	1.01
	0.16	160	0.22	1.46	1.00
0.2	0.03	30	0.06	0.79	1.00
	0.04	40	0.09	0.92	1.00
	0.06	60	0.11	1.06	1.00
	0.09	90	0.15	1.22	1.02
	0.15	150	0.21	1.44	1.00
	0.21	210	0.26	1.61	1.00
0.25	0.03	30	0.06	0.79	1.00
	0.06	60	0.11	1.06	1.00
	0.09	90	0.15	1.22	1.02
	0.15	150	0.21	1.44	1.00
	0.20	200	0.25	1.58	1.00
	0.27	270	0.31	1.75	1.01
0.3	0.03	30	0.06	0.79	1.00

Aguas Abajo					
a (m)	Q Total (m ³ /s)	Q Total (l/s)	W.S. Elev (m)	VelChnl (m/s)	Froude # Chl
	0.06	60	0.11	1.06	1.00
	0.09	90	0.15	1.22	1.02
	0.15	150	0.21	1.44	1.00
	0.25	250	0.29	1.70	1.00
	0.33	330	0.36	1.88	1.01
0.35	0.03	30	0.07	0.84	1.00
	0.06	60	0.11	1.06	1.00
	0.09	90	0.15	1.22	1.02
	0.18	180	0.24	1.53	1.01
	0.27	270	0.31	1.75	1.01
	0.40	400	0.40	1.99	1.01
0.4	0.03	30	0.07	0.84	1.00
	0.09	90	0.15	1.22	1.02
	0.18	180	0.24	1.53	1.01
	0.27	270	0.31	1.75	1.01
	0.38	380	0.39	1.96	1.01
	0.44	440	0.42	2.05	1.00

Los datos obtenidos en las talas (5-10 y 5-11) se utilizaron para hacer la comparación con cada una de las aberturas escogidas, y así analizar el comportamiento del flujo tanto aguas arriba como aguas abajo.

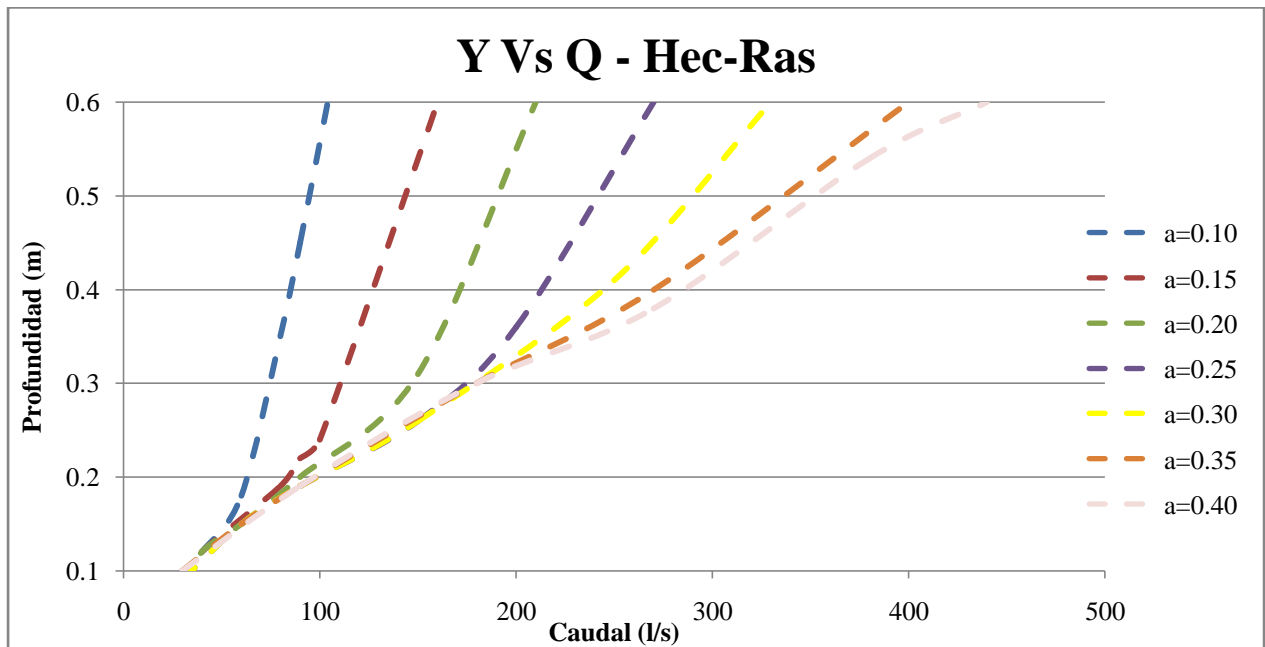
Figura 5-26. Comportamiento de profundidades en compuertas



En la figura 5-26, se evidencia que cuando la profundidad aguas arriba es menor a la abertura, tiende a tomar valores similares aguas abajo, a medida que van aumentando los valores abertura, las profundidades aguas arriba también. Para caudales a flujo lleno aguas arriba los valores de profundidad aguas abajo varían entre 0.16 m y 0.42 m.

Luego se graficó la variación del caudal Vs la profundidad aguas arriba en cada una de las compuertas con sus respectivas aberturas:

Figura 5-27. Comparación de la profundidad Vs caudal para modelación de compuertas con Hec-Ras.



En la figura 5-27, se evidencia que los valores que los valores a flujo lleno predominantes aguas arriba varían entre 104 l/s y 440 l/s.

Adicionalmente se hizo necesario evaluar manualmente mediante una fórmula teórica el comportamiento de las estructuras, para lo cual se hace uso de la siguiente fórmula sugerida en el manual de Hec-Ras:

$$Q=C*W*B*\sqrt{2gH}$$

Dónde:

- H: profundidad
- C: coeficiente de descarga (típicamente entre 0.5 a 0.7).
- W: ancho.

Los cálculos obtenidos son:

Tabla 5-12. Cálculos obtenidos con la fórmula teórica de las compuertas en cada una de las aberturas.

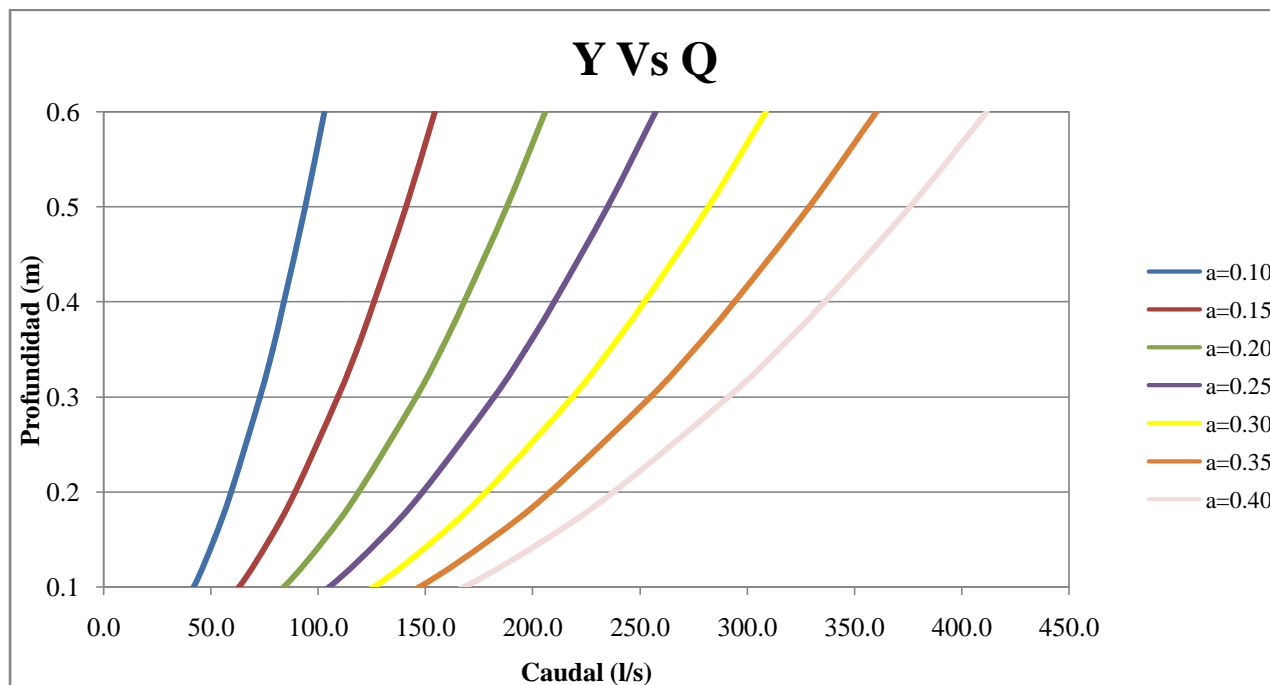
Abertura	Coefficiente de descarga C	Ancho de Compuerta B(m)	Carga de energía y	Caudal Q (m³/s)	Caudal Q (l/s)
0.10	0.6	0.5	0.05	0.030	29.7
	0.6	0.5	0.10	0.042	42.0
	0.6	0.5	0.15	0.051	51.5
	0.6	0.5	0.20	0.059	59.4
	0.6	0.5	0.30	0.073	72.8
	0.6	0.5	0.35	0.079	78.6
	0.6	0.5	0.40	0.084	84.0
	0.6	0.5	0.50	0.094	94.0
	0.6	0.5	0.60	0.103	102.9
0.15	0.6	0.5	0.05	0.045	44.6
	0.6	0.5	0.10	0.063	63.0
	0.6	0.5	0.15	0.077	77.2
	0.6	0.5	0.20	0.089	89.1
	0.6	0.5	0.30	0.109	109.2
	0.6	0.5	0.35	0.118	117.9
	0.6	0.5	0.40	0.126	126.1
	0.6	0.5	0.50	0.141	140.9
	0.6	0.5	0.60	0.154	154.4
0.20	0.6	0.5	0.05	0.059	59.4
	0.6	0.5	0.10	0.084	84.0
	0.6	0.5	0.15	0.103	102.9
	0.6	0.5	0.20	0.119	118.9
	0.6	0.5	0.30	0.146	145.6
	0.6	0.5	0.35	0.157	157.2
	0.6	0.5	0.40	0.168	168.1
	0.6	0.5	0.50	0.188	187.9
	0.6	0.5	0.60	0.206	205.9
0.25	0.6	0.5	0.05	0.074	74.3
	0.6	0.5	0.10	0.105	105.1
	0.6	0.5	0.15	0.129	128.7
	0.6	0.5	0.20	0.149	148.6
	0.6	0.5	0.30	0.182	182.0
	0.6	0.5	0.35	0.197	196.5
	0.6	0.5	0.40	0.210	210.1
	0.6	0.5	0.50	0.235	234.9
	0.6	0.5	0.60	0.257	257.3
0.30	0.6	0.5	0.05	0.089	89.1

Abertura	Coefficiente de descarga C	Ancho de Compuerta B(m)	Carga de energía y	Caudal Q (m ³ /s)	Caudal Q (l/s)
	0.6	0.5	0.10	0.126	126.1
	0.6	0.5	0.15	0.154	154.4
	0.6	0.5	0.20	0.178	178.3
	0.6	0.5	0.30	0.218	218.3
	0.6	0.5	0.35	0.236	235.8
	0.6	0.5	0.40	0.252	252.1
	0.6	0.5	0.50	0.282	281.9
	0.6	0.5	0.60	0.309	308.8
0.35	0.6	0.5	0.05	0.104	104.0
	0.6	0.5	0.10	0.147	147.1
	0.6	0.5	0.15	0.180	180.1
	0.6	0.5	0.20	0.208	208.0
	0.6	0.5	0.30	0.255	254.7
	0.6	0.5	0.35	0.275	275.2
	0.6	0.5	0.40	0.294	294.1
	0.6	0.5	0.50	0.329	328.9
0.40	0.6	0.5	0.05	0.119	118.9
	0.6	0.5	0.10	0.168	168.1
	0.6	0.5	0.15	0.206	205.9
	0.6	0.5	0.20	0.238	237.7
	0.6	0.5	0.30	0.291	291.1
	0.6	0.5	0.35	0.314	314.5
	0.6	0.5	0.40	0.336	336.2
	0.6	0.5	0.50	0.376	375.9
	0.6	0.5	0.60	0.412	411.7

El coeficiente de descarga que se adoptó fue de 0.6, el ancho de la compuerta de 0.5m, la profundidad desde 0.05 a 0.6m, estos valores son reemplazados en la formula mencionada anteriormente para obtener el valor del caudal, tal como se muestra en la tabla 5-12.

De este cálculo, se realizó una comparación entre la profundidad (carga de energía) y el caudal, para poder evidenciar su variación:

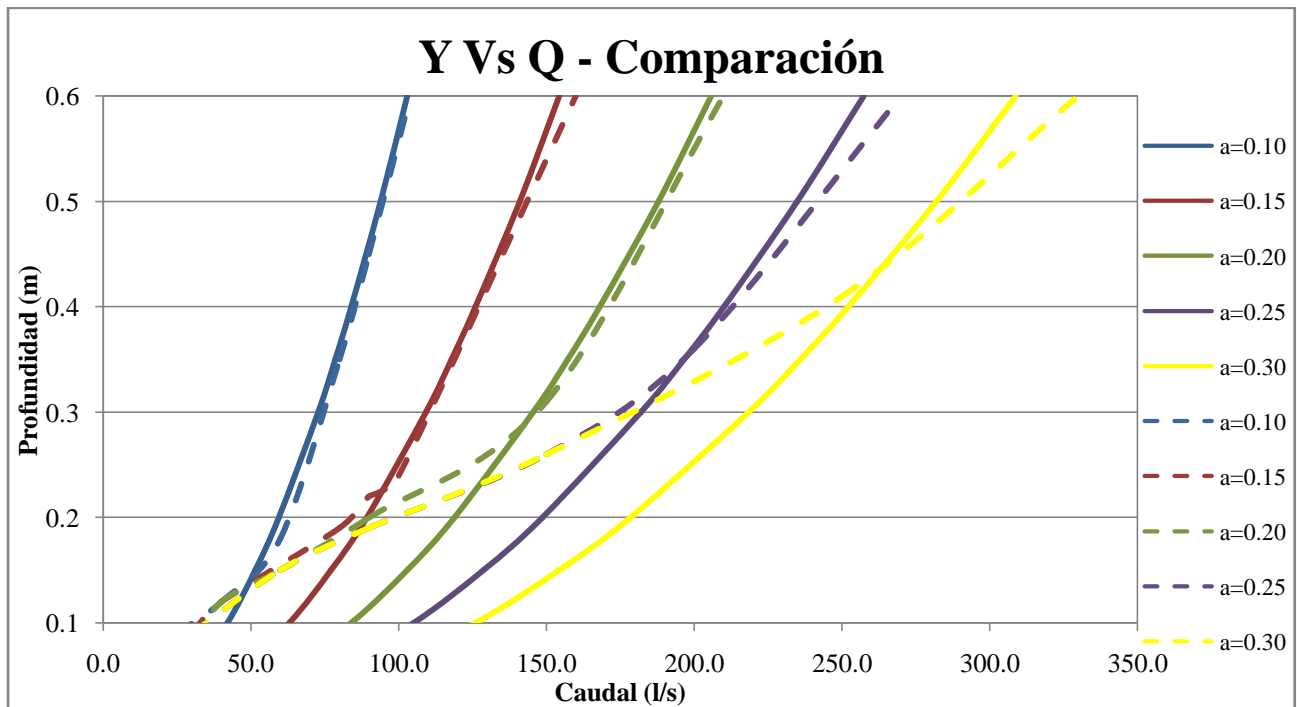
Figura 5-28. Comparación de la profundidad Vs caudal para modelación de compuertas con ecuación para cálculo de compuertas.



En la figura 5-28, se evidencian valores variables de caudales con flujo lleno entre 103 l/s y 412 l/s.

Finalmente, se compara el caudal obtenido con el software y el resultante de la fórmula teórica, dicha comparación se refleja en la siguiente gráfica:

Figura 5-29. Comparación entre en comportamiento del Caudal Vs la profundidad tanto para los cálculos teóricos como para Hec-Rasen compuertas.



Se demostró similitud en el comportamiento de los caudales al insertar las compuertas con aberturas de 0,10m, 0.15m, 0.20m y 0.25m, al seguir aumentando la abertura de la compuerta los valores de caudal difieren de los obtenidos entre el software y el calculado manualmente con la fórmula teórica. Por lo cual para el diseño sería más eficiente utilizar compuertas con aberturas menores a 0.30 m.

6. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

1. Se realizó la revisión hidráulica del canal hidrodinámico de longitud de 6m, alto de 0.6m y base de 0.5m., con un rango de pendientes de (0.5 a 5) %, el cual manejaría caudales en un rango de operación para la realización de prácticas, entre 200 y 2800 l/s, con alturas entre 0.25 y 0.6 m y modelar con pendientes hasta del 1.5%. Se recomienda revisar las dimensiones del canal prototipo construido.
2. Para la realización de la modelaciones con el software Hec-ras, se utilizan tres (3) tipos de materiales: acrílico ($n=0.0075$), piedra 1 (0.014) y piedra 2 (0.025). Se recomienda escoger el material acrílico puesto que es un material de peso liviano, es resistente, presenta un alto grado de durabilidad, es el más utilizado en laboratorios de experimentación. Para este material se podría transportar un caudal a flujo lleno de hasta 2800 l/s.
3. La modelación con vertederos, abarca valores de paramento desde 0.1 a 0.4m, de lo cual se obtuvo un caudal mínimo de 29,6 l/s y un caudal a flujo lleno de 529 l/s. No obstante, no se logró obtener resultados adecuados entre Hec-Ras y la ecuación de Rehbock. Lo anterior puede deberse a que el software Hec-Ras, no está diseñado para canales de laboratorio, sino para simulación de fuentes hídricas de mayor magnitud. En el caso de las compuertas se presentaron grandes variaciones igualmente entre los datos simulados y los calculados manualmente. Sin embargo; al realizar las modelaciones de flujo uniforme el modelo unidimensional presento un buen comportamiento.
4. Con respecto a canales de pendiente variable en otras ciudades, se realizó la cotización de la elaboración del canal a las empresas GuntHamburg y Dikoin, ubicadas en Alemania y España respectivamente, tal como se muestra en el numeral (3.1), en la cotización se muestra el valor del canal hidrodinámico, el cual incluye cada una de las estructuras y demás accesorios necesarios para la experimentación. La elección de la distribuidora será decisión de la Universidad Tecnológica de Bolívar. Se recomienda evaluar las cotizaciones suministradas por las diferentes distribuidoras internacionales Vs la construcción independiente.
5. Teniendo en cuenta la amplia posibilidad de aplicaciones que nos ofrece el software Hec-Ras y que los vertederos son ingresados como una serie de puntos de estaciones y elevaciones a lo largo de una sección transversal, se recomienda modelar formas de vertederos con mayor complejidad, lo cual se convierte en un punto de partida para próximas investigaciones y modelaciones.

6. Se recomienda investigar con mayor detalle los coeficientes de descarga de las estructuras lineales, para otro tipo de secciones y como influiría la temperatura y demás factores aplicables, para incluirlos en el modelo Hec-Ras.

7. REFERENCIAS.

¹GUNT Hamburg, (2005).Equipos para la educación en ingeniería. Alemania. Recuperado de http://www.gunt.de/static/s3191_3.php?p1=&p2=&pN=.

²Anónimo. (2006). Dikoin Ingeniería SL. Equipos de ensayo para investigación. Vizcaya, España. Recuperado de www.dikoin.com.

³ J. VALLE, M. TERCEÑO, E. CARRILLO (Octubre 2007).Estudio de incertidumbres y errores sistemáticos en los ensayos en canales de experiencias hidrodinámicas.

⁴Chow, V. T. (1994). Desarrollo del Flujo Uniforme y de sus Ecuaciones. En McGraw-Hill (Eds.), *Hidráulica de Canales Abiertos*(pp.19).Santafé de Bogotá: Editorial Nomos.

⁵Chow V.T., (1994).*HIDRAULICA DE CANALES ABIERTOS*.(J.G. Saldarriaga, Trad). Santafé de Bogotá: Mc Graw-Hill. (Trabajo publicado en 1959) pp(24).

⁶Chow V.T., (1994).*HIDRAULICA DE CANALES ABIERTOS*.(J.G. Saldarriaga, Trad). Santafé de Bogotá: Mc Graw-Hill. (Trabajo publicado en 1959) pp(87-88).

⁷Sotelo, G. (2002).*Hidráulica de Canales* (pp.65-66). México, D.F: Limusa S.A.

⁸Chow V.T., (1994).*HIDRAULICA DE CANALES ABIERTOS*.(J.G. Saldarriaga, Trad). Santafé de Bogotá: Mc Graw-Hill. (Trabajo publicado en 1959) pp(91-92).

⁹Chow V.T., (1994).*HIDRAULICA DE CANALES ABIERTOS*. (J.G. Saldarriaga, Trad). Santafé de Bogotá: Mc Graw-Hill. (Trabajo publicado en 1959) pp(96-111).

¹⁰Chow V.T., (1994).*HIDRAULICA DE CANALES ABIERTOS*.(J.G. Saldarriaga, Trad). Santafé de Bogotá: Mc Graw-Hill. (Trabajo publicado en 1959) pp(126-146).

¹¹Chow V.T., (1994).*HIDRAULICA DE CANALES ABIERTOS*.(J.G. Saldarriaga, Trad). Santafé de Bogotá: Mc Graw-Hill. (Trabajo publicado en 1959) pp(154-159).

¹² Sotelo, G. (2002). *Hidráulica de Canales* (pp.241). México, D.F: Limusa S.A.

¹³ Rocha, A. (2007). Hidráulica de tuberías y canales (pp. 469-470).Perú. Universidad Nacional de Ingeniería.

¹⁴ Rocha, A. (2007). Hidráulica de tuberías y canales (pp. 471).Perú. Universidad Nacional de Ingeniería.

¹⁵ Rocha, A. (2007). Hidráulica de tuberías y canales (pp. 472).Perú. Universidad Nacional de Ingeniería.

¹⁶ Rocha, A. (2007). Hidráulica de tuberías y canales (pp. 478).Perú. Universidad Nacional de Ingeniería.

¹⁷ Anónimo. (2009). Aquaterra Ingenieros Ltda. Guía de Reconocimiento de Obras, Tipos y Procedimientos. (pp.44).Santiago de Chile. Recuperado de <http://documentos.dga.cl/INF5049.pdf>.

¹⁸ Anónimo. (2009). Aquaterra Ingenieros Ltda. Guía de Reconocimiento de Obras, Tipos y Procedimientos.(pp.95).Santiago de Chile. Recuperado de <http://documentos.dga.cl/INF5049.pdf>.

¹⁹ Santos Rocha, Ana Carolina; Cubillos Peña, Carlos Eduardo; Vargas Luna, Andrés. (2008). Modelación hidráulica de un sector de río caudaloso con derivaciones empleando HEC-RAS. Avances en Recursos Hidráulicos, Mayo-Sin mes, 45-54.

²⁰ Materón Muñoz, Hernán; García Vélez, José Luis; Arango I., Diógenes; Parra C., Diego F..(2006). MODELACIÓN HIDROLÓGICA E HIDRÁULICA APLICADA A ESTUDIOS DE

INUNDABILIDAD EN CAUCES NATURALES CASO DE ESTUDIO: URBANIZACIÓN RÍO NIMA. Ingeniería de Recursos Naturales y del Ambiente, Sin mes, 27-38.

²¹Mejía, F.J. (2004, 15, Agosto).Eltransporte de Cantidad de Movimiento en Canales. *Revista EIA*. Volumen (2), pp.17-33.

²²Fernando Salazar, RiccardoRossi, Moràn Moya Rafael. (2004). Estudio de la capacidad de desagüe de aliviaderos con compuertas mediante modelación numérica. CIMNE, UPM.

²³Carson, E.C., 2006. Hydrologic modeling of flood conveyance and impacts of historic overbank sedimentation on West Fork Black's Fork, Uinta Mountains, north- eastern Utah, USA. *Geomorphology* 75, 368–383.

²⁴Chow V.T., (1994).*HIDRAULICA DE CANALES ABIERTOS*. (J.G. Saldarriaga, Trad). Santafé de Bogotá: Mc Graw-Hill. (Trabajo publicado en 1959) pp(111-117).

²⁵Arias, M. (Sin fecha). *Validación experimental del coeficiente de fricción “f” de darcy-weisbach y su comparación con el coeficiente de rugosidad “n” de manning en el análisis de pérdidas en tuberías a presión*. Instituto Politécnico Nacional, Ciudad de México, México.

²⁶Chow V.T., (1994).*HIDRAULICA DE CANALES ABIERTOS*.(J.G. Saldarriaga, Trad). Santafé de Bogotá: Mc Graw-Hill. (Trabajo publicado en 1959) pp(96-111).

²⁷Chow V.T., (1994).*HIDRAULICA DE CANALES ABIERTOS*.(J.G. Saldarriaga, Trad). Santafé de Bogotá: Mc Graw-Hill. (Trabajo publicado en 1959) pp(96-111).

8. ANEXOS