

**IMPLEMENTACIÓN DE ESTRUCTURAS HIDRÁULICAS DE AFORO CON
FINES PEDAGÓGICOS EN EL CANAL DE PENDIENTE VARIABLE DE LA
UNIVERSIDAD TECNOLÓGICA DEL CHOCÓ**



TRABAJO DE GRADO

**REALIZADO POR:
YARLY ENITH MOSQUERA TORRES
CÓDIGO 2000951**

**DIRECTOR
MSc. JOSÉ LUIS GARCÍA
Profesor Universidad del Valle**

**MAESTRÍA DE GESTIÓN INTEGRADA DE LOS RECURSOS HÍDRICOS
ESCUELA DE INGENIERÍA DE RECURSOS NATURALES Y DEL AMBIENTE
FACULTAD DE INGENIERÍA
UNIVERSIDAD DEL VALLE**

Santiago de Cali, mayo de 2024

DEDICATORIA

A Dios porque me llena de sabiduría y orienta siempre, a mis padres Hermenejildo y Herminia, a mis hijos Luna Ster, César Luis y Enith Leandra, a mi compañero de vida Simón, a mis familiares y todos aquellos que cooperaron con la realización de este trabajo.

AGRADECIMIENTOS

A Dios, a los funcionarios de Universidad Tecnológica del Chocó, a los funcionarios de la Universidad del Valle, especialmente a mi asesor ingeniero José Luis García, a Pablo Trujillo y a todos los que de una u otra forma aportaron para que este trabajo fuera una realidad. A mi familia por ser incondicional en este proceso y por todo el apoyo dado.

RESUMEN

El desarrollo de este proyecto contempló el diseño, construcción, experimentación y calibración de cinco estructuras hidráulicas de aforo (vertedero de cresta ancha tipo Crump, vertedero de pared gruesa rectangular, vertedero tipo Cipolletti, canal de aforo Parshall y canal de aforo Venturi) usadas para analizar diferentes fenómenos hidráulicos que se presentan en el paso del flujo sobre ellas. Las estructuras hidráulicas fueron ensambladas y operadas en el canal de pendiente variable del laboratorio de hidráulica de la UTCH, presentando resultados experimentales similares a los teóricos relacionados con el aforo de flujo. Las estructuras hidráulicas construidas permiten realizar el aforo del caudal, la observación y el análisis de los distintos fenómenos hidráulicos del comportamiento de la lámina de agua. Con la implementación de las estructuras hidráulicas de aforo se mejora el nivel de análisis experimental del laboratorio de hidráulica, se comprueban las teorías a través de los ensayos de laboratorio, facilitando tanto la comprensión de los fenómenos hidráulicos como la labor docente e incentivando la investigación.

Palabras clave: estructuras hidráulicas, ecuaciones, medición de caudal, canal de pendiente variable, Universidad Tecnológica del Chocó.

TABLA DE CONTENIDO

INTRODUCCIÓN	12
1. GENERALIDADES	14
1.1. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	14
1.1.1. ÁRBOL DEL PROBLEMA	14
1.1.2. PREGUNTA DE INVESTIGACIÓN	15
1.1.3. HIPÓTESIS	15
1.2. JUSTIFICACIÓN.....	16
1.3. OBJETIVOS.....	17
1.3.1. OBJETIVO GENERAL	17
1.3.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS.....	17
2. MARCO TEÓRICO	18
2.1. CONCEPTOS GENERALES	18
2.1.1. Definiciones	18
2.1.2. Clasificación de los flujos.....	20
2.1.3. Elementos geométricos de la sección de un canal	23
2.2. ECUACIONES FUNDAMENTALES.....	24
2.2.1. Ecuación de continuidad	24
2.2.2. Ecuación de la Energía.....	25
2.2.3. Ecuaciones para determinar la velocidad.....	27
2.2.4. Ecuación de energía específica y estado crítico del flujo	28
2.3. ESTRUCTURAS DE MEDICIÓN DE CAUDAL	44
2.3.1. Vertederos	45
2.3.2. Canaleta Parshall	59
2.3.3. Canaleta Venturi	63
2.4. IMPORTANCIA DE LAS PRÁCTICAS DE LABORATORIO.....	67
3. ESTADO DEL ARTE.....	68
4. METODOLOGÍA	72
4.1. ESPACIO GEOGRÁFICO Y TEMPORAL	72
4.1.1. Espacio geográfico	72
4.2. DISEÑO DE LA INVESTIGACIÓN	73
4.3. EQUIPAMIENTO EXPERIMENTAL	74
4.3.1. Caracterización del canal de pendiente variable de la UTCH.....	74
4.3.2. Equipo de medición del caudal	75
4.3.3. Registro de niveles de la lámina de agua.....	75

4.4.	EXPERIMENTACIÓN Y CALIBRACIÓN	76
4.5.	VALIDACIÓN DE LOS DISPOSITIVOS	77
5.	RESULTADOS Y DISCUSIÓN.....	78
5.1.	DIMENSIONAMIENTO Y CONSTRUCCIÓN DE ESTRUCTURAS	78
5.1.1.	Vertederos de cresta ancha tipo Crump.....	86
5.1.2.	Vertedero de pared gruesa	87
5.1.3.	Vertedero de pared delgada trapecial o Cipolletti.....	89
5.1.4.	Canal de aforo Venturi	90
5.1.5.	Canal de aforo Parshall	91
5.2.	OBSERVACIONES, TOMA DE DATOS, RESULTADOS Y ANÁLISIS DE RESULTADOS	93
5.2.1.	Vertederos de cresta ancha tipo Crump.....	93
5.2.2.	Vertedero de pared delgada trapecial o Cipolletti.....	97
5.2.3.	Vertedero rectangular de pared gruesa.....	100
5.2.4.	Canal de aforo Venturi	103
5.2.5.	Canal de aforo Parshall	107
	CONCLUSIONES	114
	RECOMENDACIONES	116
	REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	117
	ANEXOS.....	121
	REGISTRO FOTOGRÁFICO.....	121
	MANUAL INSTRUCTIVO	124

LISTA DE FIGURAS

	Pag.
Figura 1.1. Árbol del problema	15
Figura 2.1. Características geométricas de un canal.....	23
Figura 2.2. Relación entre parámetros para régimen crítico en un canal rectangular	29
Figura 2.3. Resalto hidráulico.....	31
Figura 2.4. Resalto hidráulico.....	31
Figura 2.5. Variación del perfil longitudinal de flujo en un canal abierto	35
Figura 2.6. Formas de la superficie libre	35
Figura 2.7. Derivación de la Ecuación de Flujo Gradualmente Variado.....	36
Figura 2.8. Zonas Flujo Gradualmente Variado.....	38
Figura 2.9. Esquema de cálculo F. G. V.....	41
Figura 2.10. Método de integración directa	43
Figura 2.11. Lámina vertiente de un vertedero	45
Figura 2.12. Vertedero de pared gruesa (a) y vertedero de pared delgada (b).....	46
Figura 2.13. Lámina libre	46
Figura 2.14. Lámina abatida.....	47
Figura 2.15. Lámina Adherida.....	47
Figura 2.16. Lámina ahogada superiormente.....	47
Figura 2.17. Vertedero de pared delgada.....	48
Figura 2.18. Flujo a través de vertederos de cresta ancha.....	49
Figura 2.19. Algunas formas geométricas de los vertederos	49
Figura 2.20. Vertedero de descarga libre	49
Figura 2.21. Vertedero de descarga ahogada	50
Figura 2.22. Vertedero con una contracción lateral	50
Figura 2.23. Vertedero con dos contracciones laterales.....	50
Figura 2.24. Vertedero sin contraccion lateral	51
Figura 2.25. Vertedero triangular	52
Figura 2.26. Vertedero trapezoidal	53
Figura 2.27. Vertedero semicircular	54
Figura 2.28. Flujo a través de vertederos de cresta ancha rectangular	55
Figura 2.29. Vertederos de cresta ancha con descarga libre y sumergido	55

Figura 2.30. Vertedero de pared gruesa perfil triangular y rectangular redondo	55
Figura 2.31. Canal de aforo Parshall.....	60
Figura 2.32. Secciones de la canaleta Parshall.....	60
Figura 2.33. Canaleta Parshall con descarga libre	62
Figura 2.34. Canaleta Parshall con descarga ahogada	62
Figura 2.35. Canaleta Venturi (vista en planta)	64
Figura 2.36. Canaleta Venturi con descarga libre (perfil).....	64
Figura 2.37. Canaleta Venturi con descarga ahogada.....	65
Figura 2.38. Sección representativa para el cálculo del caudal en el canal de aforo Venturi	65
Figura 4.1. Planta física ciudadela universitaria UTCH.....	73
Figura 4.2. Canal de pendiente variable laboratorio de hidráulica UTCH	74
Figura 4.3. Tablero de control de encendido y apagado.....	75
Figura 4.4. Medidor de flujo por ultrasonido	75
Figura 4.5. Limnímetros	76
Figura 5.1. Diagrama de energía específica $Q = 0.003 \text{ m}^3/\text{s}$	80
Figura 5.2. Diagrama de energía específica $Q = 0.005 \text{ m}^3/\text{s}$	81
Figura 5.3. Diagrama de energía específica $Q = 0.010 \text{ m}^3/\text{s}$	82
Figura 5.4. Diagrama de energía específica $Q = 0.015 \text{ m}^3/\text{s}$	83
Figura 5.5. Diagrama de energía específica $Q = 0.020 \text{ m}^3/\text{s}$	84
Figura 5.6. Diagrama de energía específica $Q = 0.025 \text{ m}^3/\text{s}$	85
Figura 5.7. Curvas de energías específica – profundidad para diferentes caudales.....	86
Figura 5.8. Dimensiones vertedero tipo Crump	87
Figura 5.9. Vertedero tipo Crump construido.....	87
Figura 5.10. Dimensiones vertedero de pared gruesa.....	88
Figura 5.11. Vertedero de pared gruesa construido	89
Figura 5.12. Dimensiones vertedero trapecial o Cipolletti.....	90
Figura 5.13. Vertedero trapecial o Cipolletti construido	90
Figura 5.14. Dimensiones canal de aforo Venturi.....	91
Figura 5.15. Canal de aforo Venturi construido	91
Figura 5.16. Dimensiones canal de aforo Parshall	92
Figura 5.17. Canal de aforo Parshall construido.....	92
Figura 5.18. Gráfico Log H vs Log Q vertedero tipo Crump.....	94
Figura 5.19. Comparación de caudales vertedero tipo Crump.....	95
Figura 5.20. Perfil longitudinal de la lámina de agua vertedero tipo Crump	96

Figura 5.21. Gráfico Log H vs Log Q vertedero Cipolletti	98
Figura 5.22. Comparación de caudales vertedero Cipolletti	99
Figura 5.23. Gráfico Log H vs Log Q vertedero rectangular de cresta ancha	101
Figura 5.24. Comparación de caudales – vertedero rectangular de cresta ancha	102
Figura 5.25. Perfil de la lámina de agua sobre el vertedero rectangular de cresta ancha.....	103
Figura 5.26. Gráfico Log H vs Log Q canaleta Venturi	104
Figura 5.27. Comparación de caudales canaleta Venturi	106
Figura 5.28. Perfil de la lámina de agua en la canaleta Venturi.....	106
Figura 5.29. Gráfico Log H vs Log Q canaleta Parshall.....	108
Figura 5.30. Comparación de caudales canaleta Parshall.....	109
Figura 5.31. Perfil de la lámina de agua en la canaleta Parshall	109
Figura 5.32. Gráfico Log H vs Log Q canaleta Parshall con levantamiento gradual	111
Figura 5.33. Comparación de caudales canaleta Parshall con levantamiento gradual	112
Figura 5.34. Perfil de la lámina de agua en la canaleta Parshall con levantamiento gradual ...	112

LISTA DE TABLAS

	Pag.
Tabla 2.1. Regímenes de flujo	22
Tabla 2.2. Elementos geométricos de la sección del canal	23
Tabla 2.3. Tipos de resalto hidráulico.....	33
Tabla 2.4. Perfiles de flujo.....	39
Tabla 2.5. Análisis F. G. V.	40
Tabla 2.6. Secuencia de Cálculo F. G. V. – Método paso directo.....	42
Tabla 2.7. Secuencia de Cálculo F. G. V. – Método integración directa	44
Tabla 2.8. Clasificación del funcionamiento de los vertederos, según la relación e/H	56
Tabla 2.9. Tipos de perfil de vertederos de cresta ancha	56
Tabla 2.10. Valores de coeficiente K y exponente n	63
Tabla 2.11. Diseños estándar de aforadores Parshall, características hidráulicas	63
Tabla 2.12. Valores de C_v según el apéndice de RF State Standar	67
Tabla 3.1. Estado del arte	69
Tabla 5.1. Registro de datos tomados en el laboratorio	78
Tabla 5.2. Datos calculados	79
Tabla 5.3. Datos calculados – continuación	79
Tabla 5.4. Determinación de las ecuaciones de las curvas de energía específica	79
Tabla 5.5. Datos curva de energía específica $Q = 0.003 \text{ m}^3/\text{s}$	80
Tabla 5.6. Datos curva de energía específica $Q = 0.005 \text{ m}^3/\text{s}$	81
Tabla 5.7. Datos curva de energía específica $Q = 0.010 \text{ m}^3/\text{s}$	82
Tabla 5.8. Datos curva de energía específica $Q = 0.015 \text{ m}^3/\text{s}$	83
Tabla 5.9. Cálculo de la curva de energía específica $Q = 0.020 \text{ m}^3/\text{s}$	84
Tabla 5.10. Cálculo de la curva de energía específica $Q = 0.025 \text{ m}^3/\text{s}$	85
Tabla 5.11. Registro de datos tomados en el laboratorio vertedero tipo Crump	93
Tabla 5.12. Datos calculados vertedero tipo Crump	93
Tabla 5.13. Datos calculados continuación vertedero tipo Crump	94
Tabla 5.14. Cuadro comparativo de caudales vertedero tipo Crump	95
Tabla 5.15. Altura lámina de agua sobre el vertedero tipo Crump	96
Tabla 5.16. Registro de datos tomados en el laboratorio vertedero Cipolletti	97
Tabla 5.18. Datos calculados vertedero Cipolletti - continuación.....	98

Tabla 5.19. Cuadro comparativo de caudales vertedero Cipolletti.....	99
Tabla 5.20. Datos tomados laboratorio vertedero rectangular de pared gruesa	100
Tabla 5.21. Altura lámina de agua sobre el vertedero rectangular de pared gruesa.....	100
Tabla 5.22. Datos calculados vertedero rectangular de pared gruesa.....	101
Tabla 5.23. Registro de datos calculados vertedero rectangular de cresta ancha	102
Tabla 5.24. Cuadro comparativo de caudales rectangular de pared gruesa.....	102
Tabla 5.25. Registro de datos tomados en el laboratorio canal Venturi.....	104
Tabla 5.26. Datos calculados canal Venturi	104
Tabla 5.27. Registro de datos calculados canal Venturi - continuación	105
Tabla 5.28. Cuadro comparativo de caudales canal Venturi.....	105
Tabla 5.29. Registro de datos tomados en el laboratorio canal Parshall	107
Tabla 5.30. Datos calculados canal Parshall.....	107
Tabla 5.31. Registro de datos calculados canal Parshall – continuación.....	108
Tabla 5.32. Cuadro comparativo de caudales canal Parshall	109
Tabla 5.33. Registro de datos tomados en el laboratorio canal Parshall con levantamiento gradual.....	110
Tabla 5.34. Datos calculados canal Parshall con levantamiento gradual.....	110
Tabla 5.35. Registro de datos calculados canal Parshall con levantamiento gradual	111
Tabla 5.36. Cuadro comparativo de caudales canal Parshall con levantamiento gradual.....	112

INTRODUCCIÓN

En la naturaleza hay muchos ejemplos de canales abiertos (ríos, quebradas, arroyos, etc.) y también hay otros artificiales diseñados por el hombre. Así, a lo largo de la historia de la humanidad, el recurso hídrico ha tenido una relevancia debido a que es vital para la supervivencia del hombre y para el desarrollo de los pueblos. Este desarrollo implica la ejecución de proyectos tales como: irrigación, navegación, suministro de agua, recreación, evacuación de aguas lluvias y/o de excedencia, entre otros. El diseño y ejecución de estos proyectos requieren la aplicación de los conocimientos o conceptos en el área de la ingeniería hidráulica y más específicamente en lo relacionado al comportamiento del flujo en los canales abiertos. Dicho flujo hace referencia al movimiento de fluidos, especialmente agua, con presencia de la superficie libre en contacto con la atmósfera [1].

Algunos de los proyectos hidráulicos relacionados que por su complejidad y magnitud han cobrado importancia a nivel mundial son: el canal de Panamá, puente para barcos de Magdeburgo (Alemania), el túnel dual SMART de Kuala Lumpur (Malasia), la presa Hoover sobre el río Colorado (Estados Unidos), el lago artificial Kariba (frontera entre Zambia y Zimbawe), la presa de las Tres gargantas (China), el gran canal de China, el canal de Suez (Egipto), el canal de Corinto (Grecia), el canal Leeds y Liverpool (Inglaterra) y el Marne au Rhin (Francia), entre otros.

En Colombia se destacan las represas de generación de energía eléctrica como San Carlos, El Guavio, Chivor, El Peñol, Porce II y III e Ituango. En relación con el abastecimiento de agua potable se pueden enunciar Tominé, San Rafael, Chingaza, etc. Para riego se enumeran la represa del río Ranchería, La Copa, El Hato y El Juncal [2].

En la edificación de estas represas se requiere la construcción de conducciones como canales, en los cuales se hace necesario tener en cuenta conceptos de flujo uniforme, flujo gradualmente variado, flujo crítico. Además, es necesario la implementación de estructuras adicionales para la disipación de la energía de los flujos

de alta velocidad, tales como canaletas, compuertas y vertederos. Los vertederos son diques o pared que presenta una abertura de forma regular, a través de la cual fluye una corriente líquida. Estos vertederos pueden ser de cresta ancha o de cresta delgada. Los primeros se usan para el control de aguas de excedencia y los segundos principalmente para medición o el aforo de caudales. Los vertederos más utilizados son tipo Cipolletti, tipo Crump, triangular y rectangular. Con relación a las canaletas las más usadas son la Venturi y la canaleta Parshall como aforadores de caudal.

El comportamiento hidráulico de dichas estructuras se estudia mediante la simulación del movimiento del flujo en modelos reducidos en los laboratorios de hidráulica.

Además, la experimentación también permite la comprobación de teorías propias de esta área, mejora el proceso de enseñanza-aprendizaje de los estudiantes, permitiendo de esta manera un mejor desempeño en la realización de diseños y/o construcciones hidráulicas.

Para llevar a cabo este trabajo de grado se diseñará, construirá y calibrará un sistema de estructuras hidráulicas de aforo consistente en cinco (5) prototipos de que permitirán validar experimentalmente las estructuras de aforo y se podrán estudiar otros fenómenos como el resalto hidráulico en los tipos de flujo en el canal de pendiente variable del laboratorio de hidráulica de la Universidad Tecnológica del Chocó.

1. GENERALIDADES

1.1. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

Actualmente la Universidad Tecnológica del Chocó Diego Luis Córdoba, UTCH, cuenta con un laboratorio de mecánica de fluidos e hidráulica. En relación con el área de la hidráulica tiene dos canales abiertos, uno de pendiente horizontal y otro de pendiente variable. Dicho laboratorio está disponible para que los estudiantes de los programas de Ingeniería Civil, Ingeniería Ambiental e Ingeniería Agroforestal, realicen sus prácticas y de esta manera contribuir a su formación profesional, a través de la adquisición de conocimientos de los diferentes fenómenos hidráulicos. El canal de pendiente variable (CPV), dispone de dos compuertas planas verticales y cuatro vertederos de pared delgada (rectangular sin contracciones, rectangular con dos contracciones, triangular y semicircular).

Si bien, el laboratorio cuenta con algunos dispositivos, estos no son suficientes para la adquisición de las competencias consignadas en el pensum de la asignatura hidráulica de canales abiertos. Esta insuficiencia de herramientas y la baja disponibilidad de estructuras hidráulicas complementarias, con las cuales se pueda realizar el aforo y análisis de los tipos de flujo genera: bajo nivel de análisis experimental, deficiente capacidad de corroboración y/o confirmación de las teorías a través de los ensayos de laboratorio, incomprensión parcial de los fenómenos hidráulicos, incumplimiento del currículo, dificultad en la labor docente y estancamiento de la investigación.

1.1.1. ÁRBOL DEL PROBLEMA

En la figura 1.1 se presenta el árbol del problema tenido en cuenta para la formulación del presente anteproyecto de grado.

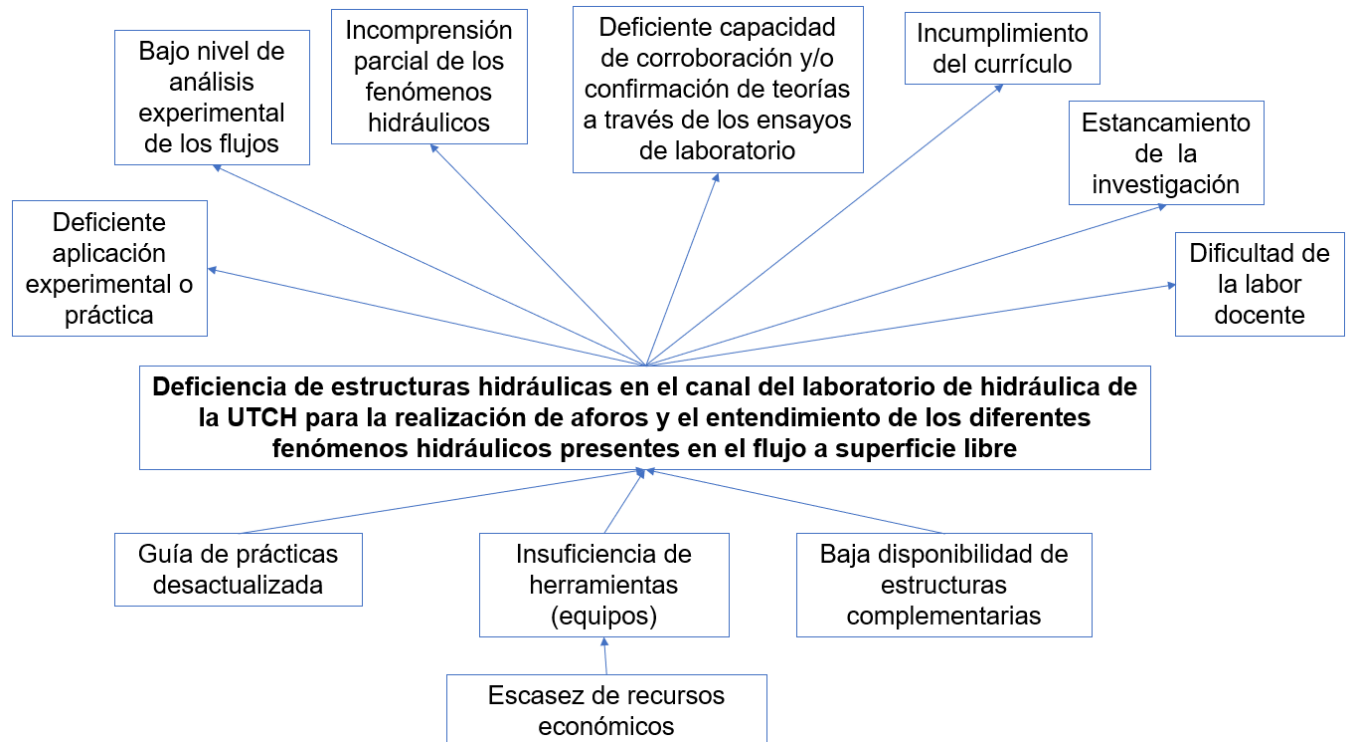


Figura 1.1. Árbol del problema

Fuente: elaboración propia

1.1.2. PREGUNTA DE INVESTIGACIÓN

¿En qué medida las estructuras hidráulicas de aforo construidos con fines pedagógicos en el canal de pendiente variable de la Universidad Tecnológica del Chocó permitirán la medición del caudal, la observación y el análisis de los distintos fenómenos hidráulicos del comportamiento de la lámina de agua?

1.1.3. HIPÓTESIS

La implementación de diferentes estructuras hidráulicas de aforo construidos con fines pedagógicos en el canal de pendiente variable de la Universidad Tecnológica del Chocó permitirá la medición del caudal y el análisis de los fenómenos hidráulicos presentes en el comportamiento del flujo a superficie libre.

1.2. JUSTIFICACIÓN

En los inicios de la carrera de ingeniería civil en la Universidad Tecnológica del Chocó, Diego Luis Córdoba UTCH, los estudiantes debían desplazarse hasta la Universidad del Cauca ubicada en la ciudad de Popayán para poder realizar las prácticas de laboratorio estipuladas en el pénsum de la carrera. Estos largos desplazamientos generaron inconvenientes en el aprendizaje, debido a la extemporaneidad de la realización de las prácticas, además de los costos económicos adicionales en los que debían incurrir tanto la Universidad como los estudiantes.

En el año 2002 varios estudiantes decidieron que sus trabajos de grado tendrían como objetivo la implementación de equipos de laboratorio en la Universidad. Estas iniciativas se realizaron para que la UTCH contara con equipos y/o herramientas y facilitar la realización de prácticas en un laboratorio propio. Posteriormente, en el año 2003, producto de estos trabajos de grado, el laboratorio inicia su funcionamiento con los siguientes equipos: el canal recto, el dispositivo de pérdidas en tuberías y el canal de pendiente variable el cual tenía una longitud de 3m y un ancho de 0.14 m en la sección destinada para la realización de las prácticas.

En el año 2018 la administración de la Universidad realizó una inversión en el laboratorio lo que permitió pasar de un canal de pendiente variable de 14 cm de ancho a uno de 30 cm. Adquirió además cuatro vertederos de pared delgada (triangular, rectangular con dos contracciones, rectangular sin contracciones y semicircular) y dos compuertas planas. Estas herramientas son insuficientes para la comprensión de fenómenos hidráulicos que se presentan en el flujo en canales abiertos y, de no complementarse con los dispositivos propuestos, la inversión realizada no cumpliría con el objetivo planteado por la administración de la Universidad.

Actualmente en la UTCH los programas que requieren el uso del laboratorio de hidráulica son: Ingeniería Civil, Ingeniería Ambiental e Ingeniería Agroforestal. En dichas carreras contemplan en su pénsum académico las asignaturas de hidráulica aplicada e

hidráulica de canales abiertos [3 - 5]. Los estudiantes que cursaron estas carreras para el periodo académico 2020 – 1 son en total 1.014, de este numero 545 corresponde al programa de Ingeniería Civil. Estos estudiantes no cuentan con las herramientas necesarias y suficientes que les permita reforzar los conocimientos aprendidos en la parte teórica en relación con el comportamiento de los flujos pasando a través de estructuras hidráulicas.

Con el análisis experimental empleando las diferentes estructuras hidráulicas, los estudiantes podrán comparar los resultados obtenidos con los existentes en esta área y, por lo tanto, se podrá mejorar la calidad del proceso de enseñanza – aprendizaje de estos, redundando en las competencias requeridas en la realización de diseños y/o construcciones en el área de la hidráulica.

Finalmente, la implementación de las estructuras hidráulicas de aforo facilitará la labor docente y estimulará el desarrollo de proyectos de investigación. Además, es posible promover la venta de servicios a otras instituciones, permitiéndole a la Universidad subir indicadores relacionados con estos aspectos.

1.3. OBJETIVOS

1.3.1. OBJETIVO GENERAL

Implementar estructuras hidráulicas de aforo con fines pedagógicos adaptadas al canal de pendiente variable del laboratorio de hidráulica de la Universidad Tecnológica del Chocó.

1.3.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS

Realizar el diseño y construcción de las diferentes estructuras hidráulicas complementarias (vertedero de cresta ancha tipo Crump, vertedero de pared gruesa, vertedero tipo Cipolletti, canal de aforo Parshall, y

canal de aforo Venturi) adaptadas al canal de pendiente variable del laboratorio de hidráulica de la UTCH.

Validar experimentalmente las estructuras hidráulicas de aforo y el estudio (análisis) de los diferentes fenómenos hidráulicos que se puedan presentar en el canal de pendiente variable del laboratorio de hidráulica de la UTCH.

Elaborar la guía de las prácticas de laboratorio de hidráulica de la UTCH para las estructuras hidráulicas construidas.

2. MARCO TEÓRICO

2.1. CONCEPTOS GENERALES

2.1.1. Definiciones

Fluido: se define como la sustancia que no puede resistir esfuerzo cortante sin deformarse. Entre sus moléculas existe poca fuerza de atracción, cambiando su forma, lo que ocasiona que la posición que toman sus moléculas varíe ante la aplicación de un esfuerzo cortante [6]. Los fluidos se clasifican en líquidos y gases, los primeros toman la forma del recipiente que los contiene manteniendo su propio volumen, mientras que los segundos carecen de forma y volumen propio [7][8].

Flujo: es el movimiento de un fluido respecto a un sistema inercial de coordenadas, generalmente ubicado en un contorno sólido [1][6].

Canal: los canales son conductos abiertos o cerrados en los cuales el agua circula debido a la acción de la gravedad y sin ninguna presión, pues la

superficie libre del líquido está en contacto con la atmósfera; esto quiere decir que el agua fluye impulsada por la componente de su propio peso [8]. Si la sección y la pendiente son constantes el canal es prismático; de otra manera se denomina no prismático.

Flujo en canales abiertos: se refiere al movimiento de fluidos, especialmente agua, con presencia de una superficie libre en contacto con la atmósfera [1]. Puede escurrir a través de estructuras naturales o artificiales.

Estructuras de aforo: determinar el caudal que está fluyendo por un canal es de mucha importancia en el área de la hidráulica, para ello se utilizan estructuras que permiten realizar dicha medición. En ese orden de ideas, para conocer el caudal que está circulando en un instante de tiempo por un canal (artificial o natural), se pueden emplear las compuertas, las canaletas, los vertederos de cresta ancha, vertederos de cresta delgada, entre otras.

Sección de control: son ciertas singularidades que pueden presentarse en un canal, modificando su geometría, y que permiten establecer una relación de caudal y profundidad, la cual se aprovecha para determinar el caudal del flujo. Algunas de las secciones de control son:

- ✓ Un cambio brusco en la pendiente longitudinal del canal.
- ✓ Un estrechamiento del canal.
- ✓ Un resalto o una depresión en el fondo del canal.
- ✓ La presencia de obstáculos como compuertas o vertederos.

Dependiendo las condiciones de acceso, esto es, del régimen del flujo que se aproxima a una sección de control, así será el comportamiento del flujo a

través de dicho control. Los conceptos de energía específica y flujo crítico hacen posible analizar el comportamiento del flujo en un canal, ante cambios en la forma del canal y controles que haya en el flujo, como resaltos, compuertas, vertederos, escalones, gargantas, etc.

2.1.2. Clasificación de los flujos

2.1.2.1. Según el tiempo

- ❑ Permanente: En una sección determinada no hay variación de las características del fluido (velocidad, densidad, etc.) con respecto al tiempo. Matemáticamente este flujo se expresa como $\frac{\partial U}{\partial t} = 0$, donde U es el “vector velocidad” en los tres ejes coordenados x, y, z [8] [10].
- ❑ No Permanente: Es aquel cuyas características físicas y las condiciones de movimiento cambian con respecto al tiempo. Matemáticamente este flujo se expresa como $\frac{\partial U}{\partial t} \neq 0$ [8] [10].

2.1.2.2. Según el espacio

- ❑ Uniforme: Si para un instante dado la velocidad y demás variables no cambian en una determinada longitud. Matemáticamente este flujo se expresa como $\frac{\partial U}{\partial s} = 0$ [8] [10].
- ❑ No Uniforme: Si para un instante dado la velocidad y demás variables varían con el espacio. Matemáticamente este flujo se expresa como $\frac{\partial U}{\partial s} \neq 0$ [1, 8, 9]. Este flujo se divide en:
 - *Flujo Gradualmente Variado (FGV)*: La variación de la velocidad y la profundidad es pequeña respecto al espacio.

- *Flujo Rápidamente Variado (FRV)*: Cuando el cambio de la velocidad y la profundidad sucede en longitudes muy cortas.
- *Flujo Espacialmente Variado (FEV)*: Cuando en un sistema se le añade o extrae caudal. Este flujo puede ser permanente (bocatomas de fondo) o no permanente (generación de escorrentía superficial ocasionada por la lluvia).

2.1.2.3. Según los efectos causados por la viscosidad

Los efectos de la viscosidad también influyen en la energía cinética de este, lo cual se determina mediante el número de Reynolds es un número adimensional que relaciona las fuerzas inerciales y las viscosas.

Para canales está definido por la ecuación:

$$R_e = \frac{V R_h}{\vartheta} \quad \text{Ecuación 2.1}$$

Donde V es velocidad media del flujo, ϑ es la viscosidad cinemática del fluido y R_h es el radio hidráulico el cual se define como la relación que existe entre el área A de la sección transversal y el perímetro mojado P_m , estas características se ampliarán en la sección correspondiente a la geometría del canal. De acuerdo con este número los flujos pueden ser de régimen: laminar cuando el movimiento de capas de fluido es sin transferencia de momentum, $R_e < 500$, transicional para $500 < R_e < 2000$ y turbulento cuando el movimiento caótico e irregular de masas de fluido, generan transferencia de momentum, para este rango $R_e > 2000$.

En el régimen de flujo turbulento, las fuerzas inerciales predominan y en el flujo laminar predominan las fuerzas viscosas y las partículas se desplazan siguiendo trayectorias [10].

2.1.2.4. Según la gravedad

La determinación del estado del flujo según la gravedad se hace con base en el número de Froude, el cual es un parámetro adimensional que relaciona las fuerzas inerciales y las gravitaciones. La expresión matemática para este parámetro es [10]:

$$F_r = \frac{V}{\sqrt{g D_h}} \quad \text{Ecuación 2.2}$$

Donde V es la velocidad del fluido, g es la aceleración de la gravedad y D_h es la profundidad hidráulica.

Los flujos según el número de Froude pueden ser: *subcríticos* el cual se caracteriza por tener profundidades mayores a la profundidad crítica y la velocidad del flujo es menor que la velocidad de la onda de gravedad; *críticos* en los cuales la velocidad es igual a la velocidad de la onda de gravedad y *supercríticos* caracterizado porque las profundidades son menores que la profundidad crítica y la velocidad del flujo es mayor a la velocidad de la onda de gravedad.

De acuerdo con lo anterior, la combinación de los efectos causados por la viscosidad y la gravedad en un canal abierto, producen los regímenes de flujo que se muestran en la tabla 6.1.

Tabla 2.1. Regímenes de flujo

Régimen de flujo	Número de Reynolds	Número de Froude
Subcrítico – laminar	< 500	< 1
Subcrítico – turbulento	> 2000	< 1
Supercrítico – laminar	< 500	> 1
Supercrítico – turbulento	< 2000	> 1

Fuente: elaboración propia a partir de Ven Te Chow [10].

2.1.3. Elementos geométricos de la sección de un canal

La sección de un canal hace referencia a la sección transversal tomado normalmente a la dirección del flujo. Los elementos geométricos son propiedades de una sección del canal que pueden ser definidos y expresar matemáticamente por la geometría de la sección y la profundidad del flujo (figura 6.1.). Estos elementos son muy importantes para el cálculo del flujo en canales [10].

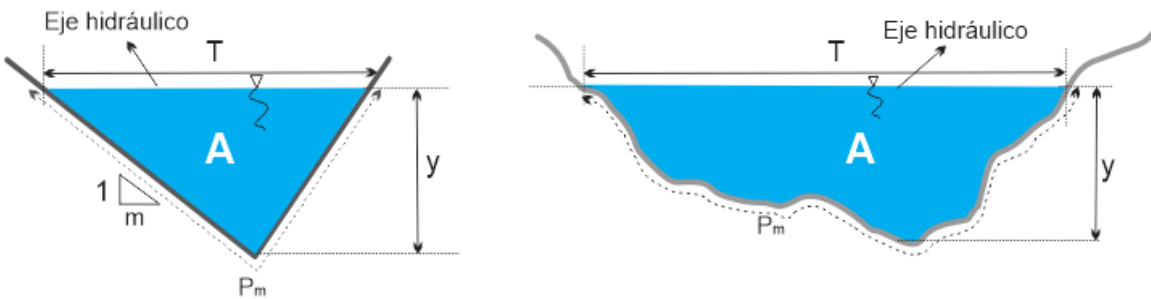


Figura 2.1. Características geométricas de un canal

Cuando se trata de secciones naturales o compuestas, estas fórmulas simples no cumplen los requerimientos para expresar dichas dimensiones.

En la tabla 2.2. se presentan los elementos geométricos más relevantes de la sección de un canal [9 - 12]:

Tabla 2.2. Elementos geométricos de la sección del canal

Elemento	Simbología	Definición	Ecuación / Observación
Profundidad o Tirante	y	Es la distancia vertical medida desde la superficie libre hasta el fondo del canal, pero medida a lo largo del plano del área de flujo.	
Área mojada	A	Superficie de la sección perpendicular al flujo.	De acuerdo con la geometría del canal

Elemento	Simbología	Definición	Ecuación / Observación
Perímetro mojado	P_m	Longitud del contorno que el fluido moja.	De acuerdo con la geometría del canal
Radio hidráulico	R_h	Es la relación existente entre el área y el perímetro mojado.	$R_h = \frac{A}{P_m}$
Ancho superficial	T	Es el ancho medido de extremo a extremo del eje hidráulico.	De acuerdo con la geometría del canal
Profundidad hidráulica	D_h	Es la relación existente entre el área y el ancho superficial.	$D_h = \frac{A}{T}$
Pendiente solera	S_o	Es la pendiente longitudinal del canal.	Relación entre la diferencia de cotas y la longitud entre ellas.
Pendiente lateral	m	Define la inclinación lateral de la sección.	Para canales trapeciales y triangulares
Cota o eje hidráulico		Está definida como la elevación o distancia vertical de la superficie libre sobre un plano de referencia.	
Factor de sección para flujo crítico	Z_c	Para cálculos de escurrimientos con flujo crítico: Es el producto del área mojada por la raíz cuadrada de la profundidad hidráulica.	$Z_c = A * \sqrt{D_h} = A \sqrt{\frac{A}{T}}$
Factor de sección para flujo uniforme	Z_o	Para cálculos de escurrimiento con flujo uniforme: Es el producto del área mojada y la potencia a los dos tercios del radio hidráulico.	$Z_o = A * R_h^{\frac{2}{3}}$

Fuente: elaboración propia a partir de [9 - 12].

2.2. ECUACIONES FUNDAMENTALES

2.2.1. Ecuación de continuidad

La aplicación del principio de conservación de la masa al movimiento de los fluidos, da origen a la ecuación de continuidad, definida como:

$$V_1 A_1 = V_2 A_2 = V_n A_n \quad \text{Ecuación 2.3}$$

$$Q_1 = Q_2 = Q_n \quad \text{Ecuación 2.4}$$

Donde V_1 es la velocidad en la sección 1, V_2 es la velocidad en la sección 2, V_n es la velocidad en la sección n , A_1 es el área en la sección 1, A_2 es el área en la sección 2, A_n es el área en la sección n , Q_1 es el caudal en la sección 1, Q_2 es el caudal en la sección 2 y Q_n es el caudal en la sección n .

El caudal es una de las incógnitas más relevantes que existen en el análisis de flujo bien sea en tuberías o en canales abiertos. Está definido como el volumen de fluido que pasa por una sección en una unidad de tiempo. También se define como el producto del área por la velocidad [1, 12]. Se expresa en unidades de $L^3 T^{-1}$, la expresión matemática es $Q = V A$.

2.2.2. Ecuación de la Energía

De acuerdo al principio de conservación de la energía, la altura total de la energía en la sección aguas arriba, es igual a la energía de la sección de aguas abajo más la pérdida de energía entre las dos secciones [1][10, 13]. Existen tres formas de energía, las cuales son por unidad de peso del fluido: 1) energía potencial o altura geométrica (elevación con respecto a un nivel de referencia), 2) energía cinética o altura de velocidad y 3) energía de presión o altura de presión definida como la cantidad de trabajo para mover el fluido.

La cantidad de energía total es igual a la suma de las tres energías anteriores [10]:

$$E_{total} = E_{potencial} + E_{presion} + E_{cinetica} \quad \text{Ecuación 2.5}$$

$$E_{total} = W Z + W \frac{P}{\gamma} + W \frac{V^2}{2g} \quad \text{Ecuación 2.6}$$

La ecuación 2.6, no considera los efectos de pendiente y curvatura de líneas de corriente para la energía de presión, ni tampoco la distribución no uniforme de velocidades para la energía cinética.

Donde E_{total} es la energía total, $E_{potencial}$ es la energía potencial, $E_{cinetica}$ es la energía cinética, W es el peso, $\frac{P}{\gamma}$ es la energía de presión y $\frac{V^2}{2g}$ es la energía de velocidad.

Así la pérdida de energía entre dos puntos queda definida por la siguiente ecuación:

$$\frac{P_A}{\gamma} + Z_A + \alpha_A \frac{V_A^2}{2g} + h_A - h_L - h_R = \frac{P_B}{\gamma} + Z_B + \alpha_B \frac{V_B^2}{2g} \quad \text{Ecuación 2.7}$$

Donde:

$\frac{P_A}{\gamma}$: energía de presión en el punto inicial. Z_A : energía de posición en el punto inicial. $\frac{V_A^2}{2g}$: energía de velocidad en el punto inicial. h_A : energía añadida al fluido por un sistema de bombeo u otro dispositivo. h_R : energía del fluido absorbida mediante un dispositivo (turbina). h_L : pérdida de energía por efecto de la fricción y los accesorios. $\frac{P_B}{\gamma}$: energía de presión en el punto final. Z_B : energía de posición en el punto final. $\frac{V_B^2}{2g}$: energía de velocidad en el punto final. α_A y α_B : coeficiente de Coriolis en la sección A y B respectivamente.

El coeficiente de Coriolis, es un factor correctivo que permite considerar los efectos de una distribución no uniforme de la velocidad en la vertical [14], su ecuación será desarrollada al final de este capítulo, en el apartado de distribución de la velocidad.

En canales abiertos dado a que la superficie libre del líquido coincide con la línea de alturas piezométricas, la ecuación 2.7 se expresa como:

$$Z_A + y_A \propto_A \frac{V_A^2}{2g} = Z_B + \propto_B \frac{V_B^2}{2g} + h_L \quad \text{Ecuación 2.8}$$

Tomando el fondo del canal como el plano de referencia la ecuación 6.6 se convierte en la ecuación de la energía específica:

$$E_{esp} = y + \propto_A \frac{V^2}{2g} \quad \text{Ecuación 2.9}$$

2.2.3. Ecuaciones para determinar la velocidad

Ecuación de Manning

Es una de las ecuaciones más usadas para el cálculo de la velocidad media en el flujo uniforme. Su expresión matemática es:

$$V = \frac{\phi}{n} S_o^{1/2} R_h^{2/3} \quad \text{Ecuación 2.10}$$

Donde: ϕ es un coeficiente que depende del sistema de unidades en el que se esté trabajando (internacional = 1, inglés 1.49), S_o es la pendiente longitudinal el canal, R_h es el radio hidráulico de la sección y n es el coeficiente de rugosidad cuyas dimensiones son $T L^{-1/3}$.

Ecuación de Chezy

La expresión matemática para calcular la velocidad media es:

$$V = C \sqrt{S_o R_h} \quad \text{Ecuación 2.11}$$

Donde C es el coeficiente de resistencia de Chezy, S_o es la pendiente longitudinal el canal y R_h es el radio hidráulico de la sección.

2.2.4. Ecuación de energía específica y estado crítico del flujo

En general para un canal de sección transversal cualquiera, por el que fluye agua a superficie libre la energía específica es igual a la suma de la altura de la lámina de agua y la energía de velocidad. Matemáticamente se expresa como [9, 12, 14]:

$$E = y + \frac{V^2}{2g} = y + \frac{Q^2}{2gA^2} \quad \text{Ecuación 2.12}$$

Derivando la energía con respecto a y se tiene que:

$$1 = \frac{Q^2}{gA^3} T \quad \text{Ecuación 2.13}$$

De la cual se obtiene que:

$$\frac{V_c^2}{2g} = \frac{D_{hc}}{2} \quad \text{Ecuación 2.14}$$

Entonces se puede afirmar que la energía de velocidad es igual a la mitad de la profundidad hidráulica, por lo cual la energía mínima está dada por la siguiente ecuación:

$$E_{min} = y_c + \frac{V_c^2}{2g} = y_c + \frac{D_h}{2} \quad \text{Ecuación 2.15}$$

En esta condición existe un único tirante crítico y_c y un caudal máximo Q_{max} .

Dependiendo la geometría de la sección transversal del canal, la relación entre la energía específica y la profundidad crítica puede variar, presentando así diferentes ecuaciones para establecer la relación

existente entre la energía mínima E_{min} y la profundidad crítica y_c [12]. A continuación, se presenta la distribución de la energía específica para un canal rectangular:

En un canal con flujo crítico es válida la siguiente expresión:

$$V_c = \sqrt{g \frac{A_c}{T_c}} \quad \text{Ecuación 2.16}$$

Para un canal rectangular se cumple que:

$$\begin{aligned} A &= b y & y & & T &= b \\ D_h &= \frac{A}{T} = \frac{b y}{y} = y \\ V_c &= \sqrt{g y} \end{aligned}$$

Elevando al cuadrado la velocidad y dividiéndola entre $2g$ se tiene:

$$\frac{V_c^2}{2g} = \frac{y}{2} \quad \text{Ecuación 2.17}$$

Reemplazando en la ecuación de energía mínima resulta:

$$E_{min} = y_c + \frac{V_c^2}{2g} = y_c + \frac{y}{2} = \frac{3}{2} y_c \text{ lo que implica que } y_c = \frac{2}{3} E_{min}$$

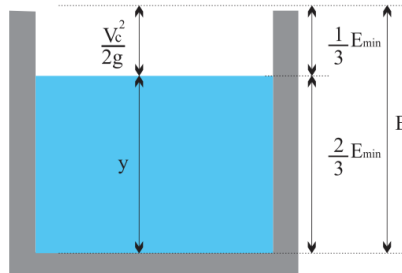


Figura 2.2. Relación entre parámetros para régimen crítico en un canal rectangular

$$E_{min} = \frac{3}{2} y_c \quad \text{Ecuación 2.18}$$

2.2.5. Factor de sección de flujo crítico

El factor de sección (Z_c) para cálculos de escurrimientos con flujo crítico, es el producto del área mojada por la raíz de la profundidad hidráulica [10].

$$Z_c = A \sqrt{D_h} = A \sqrt{\frac{A}{T}} \quad \text{Ecuación 2.19}$$

2.2.6. Factor de sección de flujo uniforme

El factor de sección (Z_o) para cálculos de escurrimiento con flujo uniforme, es el producto del área mojada y la potencia a los dos tercios del radio hidráulico [10].

$$Z_o = A R_h^{\frac{2}{3}} \quad \text{Ecuación 2.20}$$

2.2.7. Resalto hidráulico

El resalto hidráulico se puede definir como el ascenso brusco del nivel del agua que se presenta en un canal abierto como consecuencia del retardo que sufre una corriente de agua que fluye a alta velocidad y que pasa por una zona de baja velocidad [17]; lo cual origina un cambio de régimen de flujo de supercrítico a subcrítico, acompañado de una pérdida de energía [10] [18 - 20].

Resalto hidráulico en canales horizontales rectangulares

Las características hidráulicas del resalto hidráulico se pueden determinar por medio del teorema de cantidad de movimiento, aplicándolo entre las secciones 1 y 2 [7] [19]. Ver figura 2.3 y 2.4:

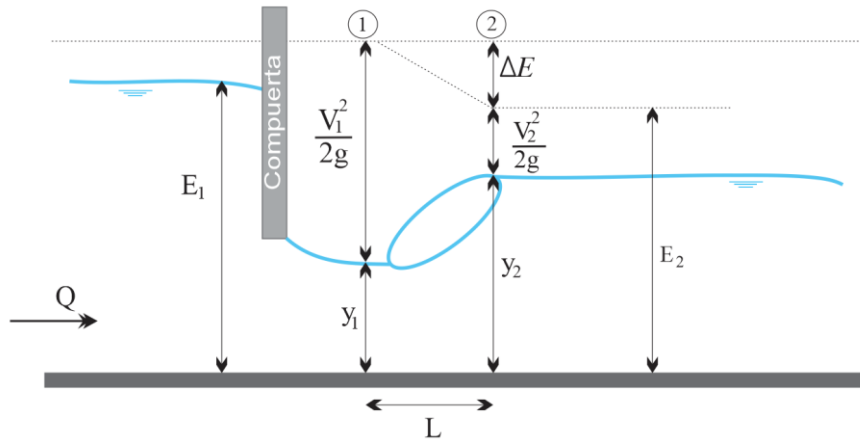


Figura 2.3. Resalto hidráulico

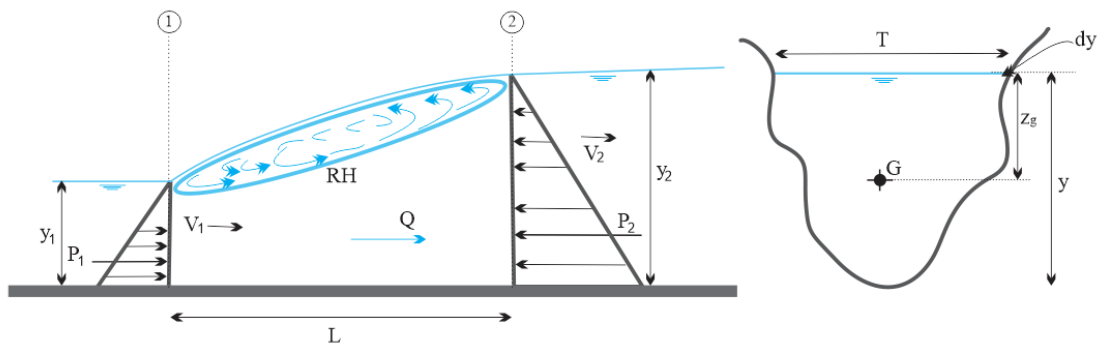


Figura 2.4. Resalto hidráulico

$$\frac{Q^2}{g A_1} + A_1 \bar{y}_1 = \frac{Q^2}{g A_2} + A_2 \bar{y}_2 \quad \text{Ecuación 2.21.}$$

Donde: Q es el caudal (m^3/s), A el área hidráulica en la sección (m^2), g la aceleración de la gravedad ($9.81\text{m}/\text{s}^2$), $\bar{y}$ es la profundidad al centro de la gravedad del área hidráulica (m) y se puede calcular por medio de la siguiente ecuación:

$$\bar{y} = \frac{y}{2} \quad \text{Ecuación 2.22}$$

Siendo “ y ” la profundidad del agua (m).

Las profundidades y_1 y y_2 , se llaman profundidades conjugadas o secuentes.

Para conocer la profundidad mayor (y_2), en función del valor conocido y_1 (profundidad menor), se pueden utilizar cualquiera de las siguientes ecuaciones:

$$y_2 = \frac{1}{2} \left[-y_1 + \sqrt{y_1^2 + \frac{8 y_1 V_1^2}{g}} \right] \quad \text{Ecuación 2.23.}$$

$$y_2 = \frac{-y_1 + \sqrt{y_1^2 + \frac{8 Q^2}{g b^2 y_1}}}{2} \quad \text{Ecuación 2.24.}$$

$$\frac{y_1}{y_2} = \frac{1}{2} \left(\sqrt{1 + 8 F_{r2}^2} - 1 \right) \quad \text{Ecuación 2.25}$$

La pérdida de energía que se produce en el resalto hidráulico en canales horizontales rectangulares se puede calcular usando la siguiente expresión:

$$\Delta E = y_1 - y_2 + \frac{Q^2}{2 g b^2} \left[\frac{1}{y_1^2} - \frac{1}{y_2^2} \right] \quad \text{Ecuación 2.26}$$

Donde: ΔE es la pérdida de energía, b el ancho del canal, y_1 tirante conjugado menor, y_2 tirante conjugado mayor.

Teniendo en cuenta la energía específica en el punto 1 y 2, la pérdida de energía se define por:

$$\Delta E = E_1 - E_2 = \frac{(y_2 - y_1)^3}{4 y_1 y_2} \quad \text{Ecuación 2.27}$$

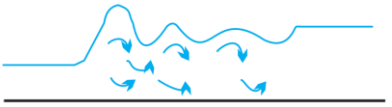
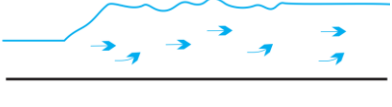
Y la eficiencia del resalto η es:

$$\eta = \frac{E_2}{E_1} = \frac{(8 F_1^2 + 1)^{3/2} - 4 F_1^2 + 1}{8 F_1^2 (2 + F_1^2)}$$

Ecuación 2.28

El Bureau of Reclamation de los Estados Unidos investigó diferentes tipos de resalto hidráulico en canales horizontales, cuya base de clasificación es el número de Froude, así el resalto hidráulico se clasifica como se muestra en la tabla No. 2.3.

Tabla 2.3. Tipos de resalto hidráulico

Fr	Tipo	Características del resalto	Esquema
Fr = 1.0		Flujo crítico por lo cual no se forma ningún resalto.	
1.0 < Fr < 1.7	Ondular	La superficie del agua presenta la tendencia a la formación de ondulaciones. La disipación de energía es menor del 5 %, es decir es baja.	
1.7 < Fr < 2.5	Débil	El ondulamiento en el tramo de mezcla es mayor aguas abajo las perturbaciones superficiales son menores. La energía disipada está en un rango entre 5 % y 15 %. Se generan muchos rodillos de agua en la superficie del resalto, seguidos de una superficie suave y estable.	
2.5 < Fr < 4.5	Oscilante	Presenta un chorro intermitente sin ninguna periodicidad, que inicia en el fondo y se manifiesta hasta la superficie, y retrocede nuevamente. La energía disipada está alrededor de 15 % al 45 %. cada oscilación produce una onda que puede viajar largas distancias.	
4.5 < Fr < 9.0	Estable	Es un resalto plenamente formado, con mayor estabilidad y rendimiento, con una energía disipada entre 45 % y 70 %.	
Fr > 9.0	Fuerte	Gran ondulación de la superficie libre del agua, con tendencia de traslado de zona de régimen supercrítico hacia aguas abajo. Posee altas velocidades y turbulencia con formación de ondas. La disipación de la energía es hasta un 80 %.	

Fuente: elaboración propia a partir de Ven Te Chow. Hidráulica de los Canales Abiertos

Usos del resalto hidráulico

Se pueden enunciar los siguientes usos [10]:

- ❑ Para disipar la energía en flujos después de diques, vertederos y otras estructuras hidráulicas y de esta forma prevenir la socavación aguas abajo de las estructuras.
- ❑ Para indicar condiciones especiales del flujo, tales como la existencia del flujo supercrítico o la presencia de control siempre que se pueda ubicar una estación de medida.
- ❑ Para recuperar altura o levantar el nivel del agua sobre el lado aguas debajo de un canal de medida y así mantener alto el nivel del agua en el canal para irrigación u otros propósitos de distribución de agua.
- ❑ Para la mezcla de sustancias químicas utilizadas para la purificación o el tratamiento del agua.
- ❑ Airear el agua en sistemas de suministro de agua.

2.2.8. Flujo gradualmente variado

El flujo gradualmente variado, denotado por F.G.V., constituye una clase especial del flujo permanente no uniforme, y se caracteriza por una variación gradual (suave) del tirante “y” a lo largo del canal (figura 2.5). Este tipo de flujo se presenta en la llegada o salida de estructuras hidráulicas tales como represas, compuertas, vertederos, etc. y en general cuando las condiciones geométricas de la sección transversal o del fondo del canal cambian abruptamente; o bien cuando en el recorrido se presenta algún obstáculo que haga variar las condiciones del movimiento [9,10] [21, 22].

A diferencia de lo que ocurre en el flujo uniforme, en las que las pendientes del fondo S_o , de la superficie libre S_w y de la línea de energía S_E son iguales, en el flujo gradualmente variado estas tres pendientes son diferentes, como consecuencia de la variación de la velocidad media a lo largo del canal [10] [12]. Ver figura 2.5.

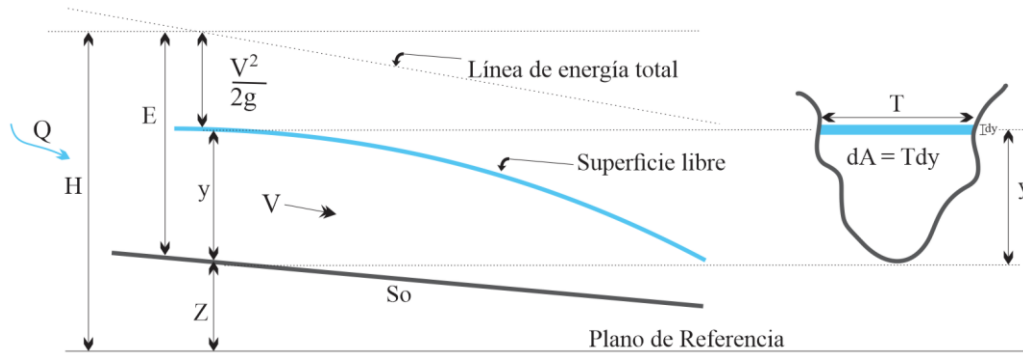


Figura 2.5. Variación del perfil longitudinal de flujo en un canal abierto

En el flujo gradualmente variado puede presentarse que la profundidad de la lámina de agua disminuya a lo largo del canal dando origen a una curva de depresión (a) o que la lámina de agua aumente a lo largo del canal formándose una curva de remanso (b) [17]. Ver figura 2.6.

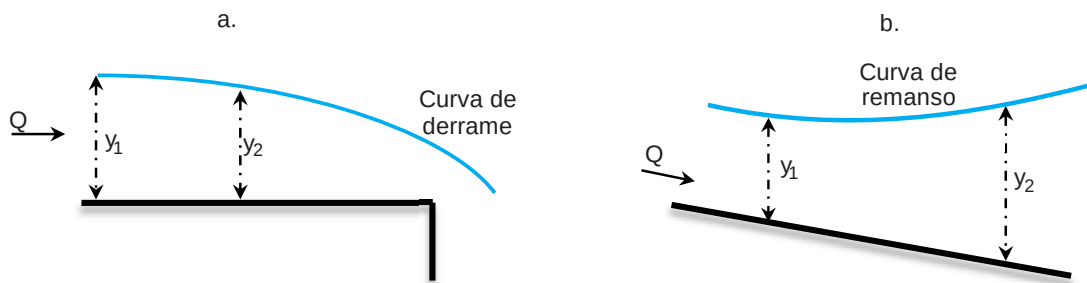


Figura 2.6. Formas de la superficie libre

Sea el flujo en un canal de sección transversal definida. Se pretende analizar la variación del perfil hidráulico, es decir el cambio de la profundidad del flujo, a lo largo del eje "x" coincidente con el fondo del canal.

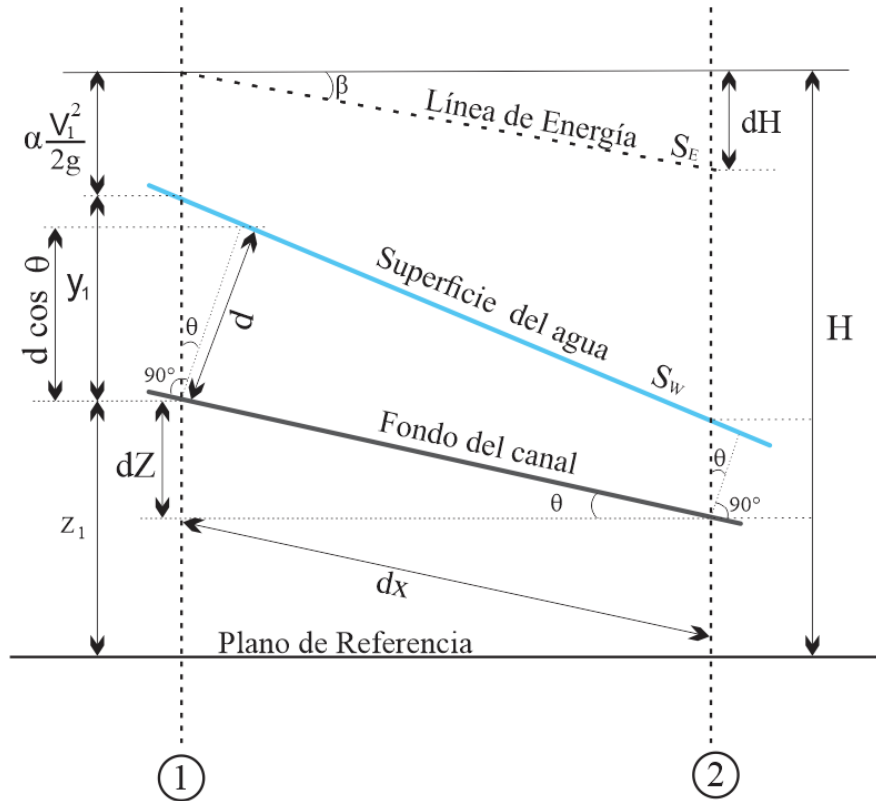


Figura 2.7. Derivación de la Ecuación de Flujo Gradualmente Variado

Donde: H es la energía total para una sección cualquiera, dH la diferencial de energía en el dx , dx es la longitud diferencial del tramo del cana, dz es el incremento en la altura de posición de la sección, S_E es la pendiente de energía, constante en el dx considerado, pero variable a lo largo de la dirección x , S_w es la pendiente de la superficie libre del líquido, S_o es la pendiente longitudinal del fondo del canal, constante, α es el coeficiente de Coriolis, θ es el ángulo que forma el perfil longitudinal del fondo del canal con la horizontal, β es el ángulo que forma el perfil longitudinal del fondo del canal con la horizontal, d es el tirante perpendicular a la sección, finalmente y es la profundidad de la lámina de agua.

En la sección 1 de la figura 2.7, se obtiene que la carga o energía total está dada por la siguiente expresión:

$$H = z + y + \alpha \frac{V^2}{2g} = z + y + \alpha \frac{Q^2}{2gA^2} \quad \text{Ecuación 2.29}$$

Tomando el fondo del canal como el eje x y diferenciando la ecuación 2.29, se obtiene:

$$\frac{dH}{dx} = \frac{dz}{dx} + \frac{dy}{dx} + \alpha \frac{d}{dx} \left(\frac{V^2}{2g} \right)$$

Donde: $\frac{dH}{dx}$: $-S_E$: pendiente de la línea de energía y $-\frac{dz}{dx} = \tan \theta = S_o$: pendiente de fondo del canal

$$\alpha \frac{d}{dx} \left(\frac{V^2}{2g} \right) = \frac{\alpha}{g} V \frac{dV}{dx} = \frac{\alpha}{g} V \frac{dV}{dy} \frac{dy}{dx}$$

Por otra parte:

$$\frac{dv}{dy} = \frac{d}{dy} \left(\frac{Q}{A} \right) = -\frac{Q}{A^2} \frac{dA}{dy} = -\frac{Q}{A^2} T = -\frac{V}{A/T}$$

Sustituyendo se tiene:

$$\alpha \frac{d}{dx} \left(\frac{V^2}{2g} \right) = -\frac{\alpha}{g} V \frac{V}{A/T} \frac{dy}{dx} = -\alpha \frac{V^2}{g} \frac{dy}{A/T} \frac{dy}{dx}$$

De forma general el número de Froude se expresa como:

$$F_r^2 = \alpha \frac{V^2}{g A/T}$$

Luego:

$$\alpha \frac{d}{dx} \left(\frac{V^2}{2g} \right) = F_r^2 \frac{dy}{dx}$$

Haciendo las sustituciones resulta que:

$$-S_E = -S_o + \frac{dy}{dx} - F_r^2 \frac{dy}{dx}$$

$$-S_E = -S_o + \frac{dy}{dx} (1 - F_r^2)$$

Finalmente se obtiene la ecuación dinámica del flujo gradualmente variado:

$$\frac{dy}{dx} = \frac{S_o - S_E}{(1 - F_r^2)} \quad \text{Ecuación 2.30}$$

Perfiles de flujo

Los perfiles de flujo se pueden clasificar de acuerdo con la pendiente del canal y la profundidad del flujo, esta última divide la profundidad del canal en tres zonas 1, 2 y 3; la zona 1 corresponde a la zona superior, la zona 2 es la comprendida entre los dos tirantes y_n y y_c o viceversa y finalmente la zona 3 es el espacio que está cerca al fondo del canal, ver figura 2.8.

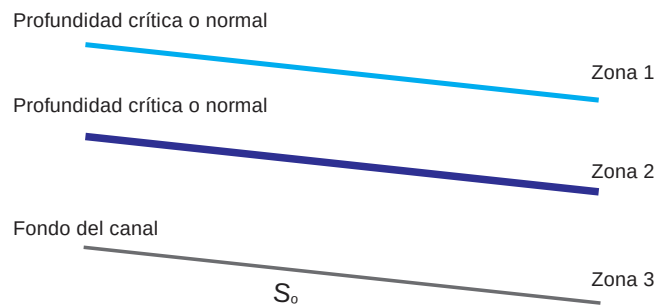


Figura 2.8. Zonas Flujo Gradualmente Variado
Elaboración propia a partir de [9,10][21]

Teniendo en cuenta lo anterior, los perfiles de flujo se pueden clasificar de acuerdo con la pendiente del canal y la zona en la cual se encuentra la superficie libre del líquido. Dichos perfiles de flujo gradualmente variado se identifican con las letras M (moderada), H (horizontal), C (crítica), S (fuerte) y A (adversa), seguido de un número de acuerdo con la zona. Teniendo en cuenta lo anterior, los perfiles pueden ser M1, M2, M3, H2, H3, C1, C3, S1, S2, S3, A2 y A3 [9 - 12]. Ver tabla 2.4.

Tabla 2.4. Perfiles de flujo

Pendiente del canal S_0	Designación del perfil			Relación y_n, y_c, y	Tipo de curva	Tipo de flujo	Profundidad	Esquema
	Zona 1	Zona 2	Zona 3					
Moderada M $0 < S_0 < S_c$	M1			$y > y_n > y_c$	Remanso	Subcrítico	Aumenta en la dirección del flujo	
		M2		$y_n > y > y_c$	Caida	Subcrítico	Disminuye en la dirección del flujo	
			M3	$y_n > y_c > y$	Remanso	Supercrítico	Disminuye en la dirección del flujo	
	C1			$y > y_c = y_n$	Remanso	Subcrítico	Aumenta en la dirección del flujo	
			C3	$y_c = y_n > y$	Remanso	Supercrítico	Disminuye en la dirección del flujo	
Horizontal H $S_c = 0$	NINGUNA							
		H2		$y_n > y > y_c$	Caida	Subcrítico	Disminuye en la dirección del flujo	
			H3	$y_n > y_c > y$	Remanso	Supercrítico	Aumenta en la dirección del flujo	
Adversa A $S_0 < 0$	NINGUNA							
		A2		$y_n > y > y_c$	Caida	Subcrítico	Disminuye en la dirección del flujo	
			A3	$y_n > y_c > y$	Remanso	Supercrítico	Aumenta en la dirección del flujo	
Fuerte S $S_0 > S_c > 0$	S1			$y > y_c > y_n$	Remanso	Subcrítico	Aumenta en la dirección del flujo	
		S2		$y_c > y > y_n$	Caida	Supercrítico	Disminuye en la dirección del flujo	
			S3	$y_c > y_n > y$	Remanso	Supercrítico	Aumenta en la dirección del flujo	

Fuente: Ven Te Chow. Hidráulica de los canales Abiertos

Análisis del flujo gradualmente variado

A partir del cálculo de la profundidad normal, la profundidad crítica, los controles presentes en el canal, la condición de flujo uniforme, flujo crítico y la variación $\frac{dy}{dx}$ se determina el perfil y se procede a hacer el cálculo por los métodos establecidos.

Tabla 2.5. Análisis F. G. V.

Empleando la condición de Flujo Uniforme	Empleando la condición de Flujo Crítico	Variación $\frac{dy}{dx}$
$y > y_n \Rightarrow S_f < S_o$	$y > y_c \Rightarrow F_r^2 < 1$	$\frac{dy}{dx} < 0 \Rightarrow$ La curva es descendente
$y = y_n \Rightarrow S_f = S_o$	$y = y_c \Rightarrow F_r^2 = 1$	$\frac{dy}{dx} = 0 \Rightarrow$ Flujo uniforme
$y < y_n \Rightarrow S_f > S_o$	$y < y_c \Rightarrow F_r^2 > 1$	$\frac{dy}{dx} > 0 \Rightarrow$ La curva es ascendente

Para hacer el cálculo numérico de las profundidades a lo largo del tramo considerado, existen varios métodos de cálculo de perfiles de flujo gradualmente variado, entre ellos el de incrementos finitos, Bresse, integración gráfica, de integración directa, tramo a tramo o paso directo, métodos numéricos y métodos gráficos. En este trabajo se van a tener en cuenta dos: paso directo e integración numérica.

Método paso directo o tramo a tramo

En este método toda la longitud del canal se divide en subtramos cortos a partir de los puntos de control; se calcula la profundidad del agua en una sección de control y se prosigue etapa por etapa, tomando como base la profundidad del agua que se ha calculado.

La ecuación dinámica del F. G. V. es:

$$\frac{\partial y}{\partial x} = \frac{S_o - S_f}{(1 - F^2)} \quad \text{Ecuación 2.31}$$

La variación de la energía específica con la profundidad del flujo es:

$$\frac{\partial E}{\partial y} = 1 - F_r^2 \quad \text{Ecuación 2.32}$$

Esta expresión bajo un esquema de diferencias finitas puede expresarse de la siguiente manera:

$$\frac{\partial E}{\partial y} = 1 - F_r^2 \rightarrow \frac{\partial E}{\partial y} = 1 - (F_r^2)_{Medio} \quad \text{Ecuación 2.33}$$

$$\partial E = \partial y [1 - (F_r^2)_{Medio}] \quad \text{Ecuación 2.34}$$

$$\frac{\partial y}{\partial x} = \frac{S_o - S_f}{1 - F_r^2} \rightarrow \frac{\partial y}{\partial x} = \frac{S_o - (S_f)_{Medio}}{1 - (F_r^2)_{Medio}} \quad \text{Ecuación 2.35}$$

$$\partial x = \frac{\partial y [1 - (F_r^2)_{Medio}]}{S_o - (S_f)_{Medio}} \quad \text{Ecuación 2.36}$$

Reemplazando la ecuación 2.33 en la 2.36 se tiene que:

$$\partial x = \frac{\partial E}{S_o - (S_f)_{Medio}} \quad \text{Ecuación 2.37}$$

$$x_{i+1} - x_i = \frac{E_{i+1} - E_i}{S_o - \frac{1}{2}(S_{f_{i+1}} + S_{f_i})} \quad \text{Ecuación 2.38}$$

$$x_{i+1} = x_i + \frac{E_{i+1} - E_i}{S_o - 0.5(S_{f_{i+1}} + S_{f_i})} \quad \text{Ecuación 2.39}$$

Un esquema de cálculo podría ser:

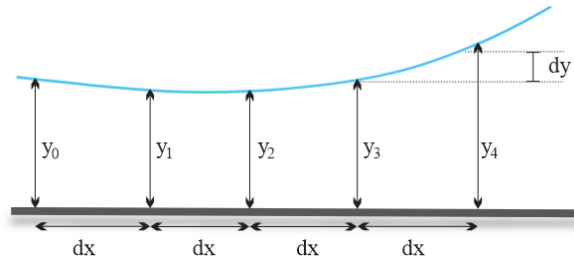


Figura 2.9. Esquema de cálculo F. G. V.

El procedimiento de cálculo para este método es el siguiente:

Columna 1: corresponde a las secciones identificadas a lo largo del canal.

Columna 2: de acuerdo con el perfil que se obtuvo en el análisis cualitativo, se determina los valores de “y” a introducir en esta columna.

Columna 3: se calcula el área mojada correspondiente a la profundidad de la lámina de agua de la columna 2.

Columna 4: se realiza el cálculo del perímetro mojado de acuerdo con la sección transversal del canal.

Columna 5: se calcula el radio hidráulico de la sección con la ecuación $R_h = \frac{A}{P_m}$.

Columna 6: se realiza en cálculo de la pendiente de la línea de fricción.

Columna 7: se calcula la pendiente de fricción promedio entre las dos secciones extremas.

Columna 8: en esta columna se resta la pendiente del canal y la pendiente promedio de la línea de fricción.

Columna 9: se calcula el valor de la energía específica.

Columna 10: corresponde a la diferencia entre las energías específicas.

Columna 11: finalmente se calcula la longitud en el eje de las x. El último valor calculado en esta columna corresponde a la longitud del canal en el tramo analizado.

Tabla 2.6. Secuencia de Cálculo F. G. V. – Método paso directo

Sec	Y	A	P_m	R_h	S_f $S_f = \left(\frac{nQ}{\phi AR^{2/3}} \right)^2$	S_{fm} $S_{fm} = \frac{(S_{fm1} + S_{fm2})}{2}$	$S_o - S_{fm}$	E $E = y + \frac{V^2}{2g}$	$E_{i+1} - E_i$ ΔE	X_{i+1} $X_{i+1} = X_i + \frac{\Delta E}{S_o - S_{fm}}$
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11

Método de la integración directa

Este método tiene como base la siguiente expresión diferencial que relaciona la longitud con la profundidad del agua en cada sección del canal. Si se grafica en coordenadas rectangulares la función $F(y)$ se tiene una curva [14].

$$F(y) = \frac{1-F^2}{S_o-S_f} \quad \text{Ecuación 2.40}$$

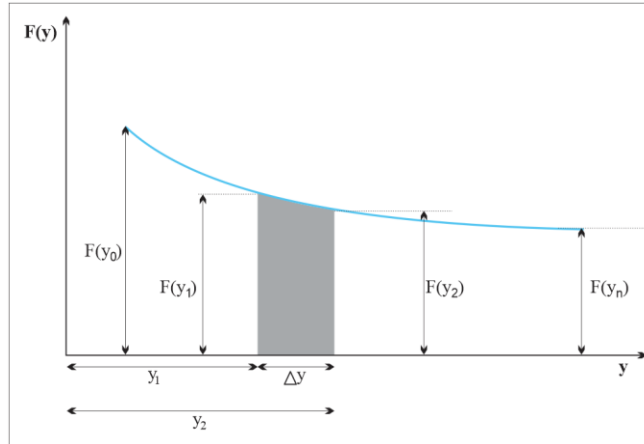


Figura 2.10. Método de integración directa

Según la Figura 2.10, la curva está limitada por $F(y_0)$ y $F(y_n)$. El área debajo de la curva corresponde a la integral de la ecuación o sea la longitud entre las secciones de profundidades y_0 y y_n . Para encontrar esta área numéricamente se procede así:

Se divide el área en trapecios de bases $F(y_1)$ y $F(y_2)$ y altura $\Delta y = y_2 - y_1$.

Cuando se consideran subtramos de longitud finita la ecuación correspondiente a la energía total $H = z + y + \propto \frac{V^2}{2g} = z + y + \propto \frac{Q^2}{2g A^2}$ se convierte en la siguiente expresión:

$$F(y) = \frac{\Delta x}{\Delta y} = \frac{1 - F_r^2}{S_o - S_f} \quad \text{Ecuación 2.41}$$

$$F_r^2 = \frac{Q^2 B}{g A^3} \quad \text{Ecuación 2.42}$$

Y el área de cada trapecio es:

$$\Delta A = \Delta x = \frac{F(y_1) + F(y_2)}{2} \Delta y \quad \text{Ecuación 2.43}$$

En la tabla 2.7. se presenta la secuencia de cálculo de este método. La longitud total de flujo gradualmente variado será el último valor de la columna 11.

Tabla 2.7. Secuencia de Cálculo F. G. V. – Método integración directa

Sec	Y	R _n	S _f $S_f = \left(\frac{nQ}{\phi AR^{\frac{2}{3}}} \right)^2$	V	F _r $F_r = \frac{V}{\sqrt{gT}}$	S _o – S _f	F(y) $F(y) = \frac{1 - F^2}{S_o - S_f}$	Δy $\Delta y = y_{i+1} - y_i$	ΔL $\Delta L = \frac{F_{(y1)} + F_{(y2)}}{2} \Delta y$	L $L = L_i + \Delta L_{i+1}$
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11

2.3. ESTRUCTURAS DE MEDICIÓN DE CAUDAL

Las estructuras de medición permiten conocer el caudal que está circulando a superficie libre en un instante de tiempo por un canal (artificial o natural), a estas estructuras pertenecen los orificios y compuertas, los vertederos y los aforadores de sección crítica.

Para el aforo de corrientes naturales o canales prismáticos existen dos grupos principales de estructuras a saber:

- ✓ Vertederos: los cuales pueden ser rectangular, triangular, Cipolletti, sutro entre otros.
- ✓ Los aforadores tipo Venturi: incluyen aforador Venturi de gasto contaste y el aforador Parshall.

En este trabajo de tendrán en cuenta los vertederos de cresta delgada y ancha, canaleta Parshall y canaleta Venturi, los cuales se describen a continuación.

2.3.1. Vertederos

Es una abertura de contorno abierto practicada en la pared de un depósito, o en una barrera colocada en un canal, por la cual escurre o rebosa el líquido contenido en el depósito [12]. También se puede definir como un dique o pared delgada que presenta una abertura de forma regular, a través de la cual fluye una corriente líquida; el vertedero intercepta la corriente causando una elevación del nivel aguas arriba y se emplea para aforar. Pueden ser de cresta delgada o de cresta ancha los cuales son de diversos tipos. Ver figuras 2.11 y 2.12.

Los vertederos pueden constituirse en un elemento de seguridad en la estructura al permitir el paso controlado del flujo y de esta manera impedir una sobre elevación de la lámina de agua evitando un desbordamiento en el canal. Además, permiten la evacuación de las aguas de exceso generadas durante eventos de máximas crecidas y mediante la ecuación del vertedero se puede determinar el caudal que está circulando por el mismo.

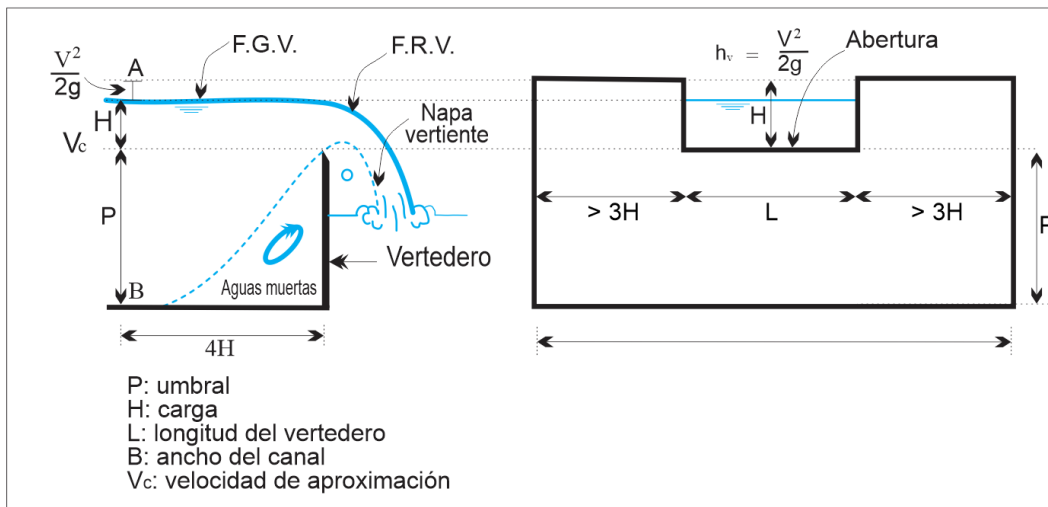


Figura 2.11. Lámina vertiente de un vertedero
Tomado de Hidráulica de Canales, Arturo Rocha

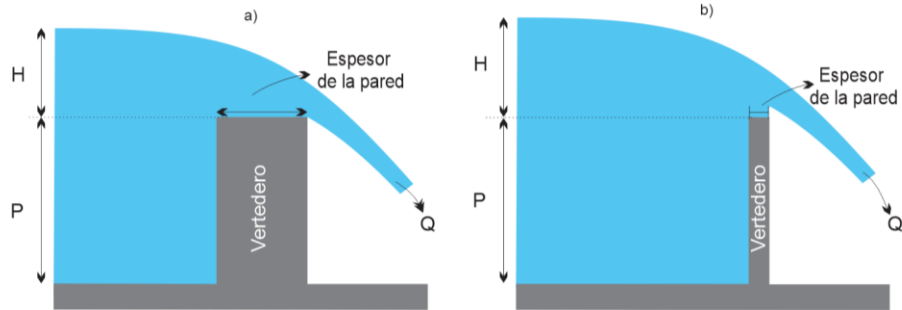


Figura 2.12. Vertedero de pared gruesa (a) y vertedero de pared delgada (b)

El chorro descargado por la abertura de un vertedero forma una hoja llamada napa o lámina vertiente, presentándose los siguientes tipos de láminas:

Lamina libre: Se presenta cuando la lámina vertiente está completamente sometida a presión atmosférica, ver figura 2.13.

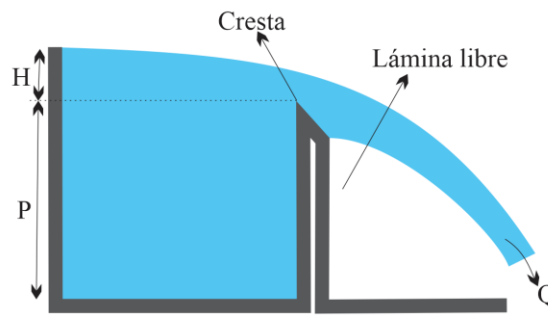


Figura 2.13. Lámina libre

Donde H es la carga hidráulica sobre el vertedero y P es la altura vertical desde la base del vertedero hasta su cresta.

Lamina abatida: Cuando la pared aguas abajo del vertedero está en contacto con la atmósfera y la lámina de agua se adhiere parcialmente a la pared del vertedero, ver figura 2.14.

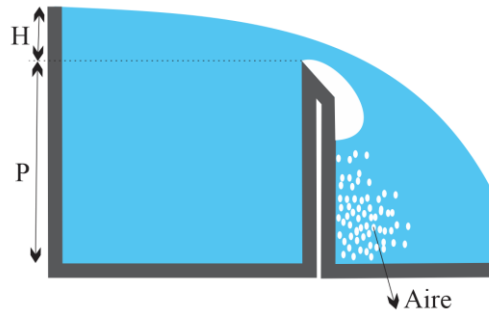


Figura 2.14. Lámina abatida

Lamina adherente: La ventilación entre la vena contraída y la pared del vertedero aguas abajo es nula, permitiendo que la lámina de agua este completamente adherida a la pared del vertedero, ver figura 2.15.

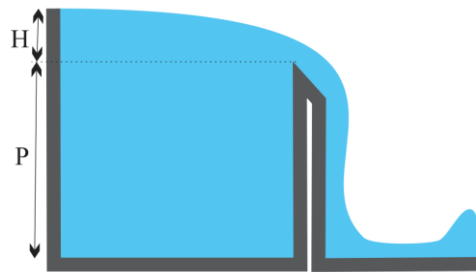


Figura 2.15. Lámina Adherida

Lámina ahogada superiormente: un vertedero funciona ahogado, cuando el nivel de la cresta del vertedero está por debajo del nivel de agua, aguas abajo del vertedero, es decir cuando el nivel aguas abajo es superior al de la cresta $P' > P$, ver figura 2.16.

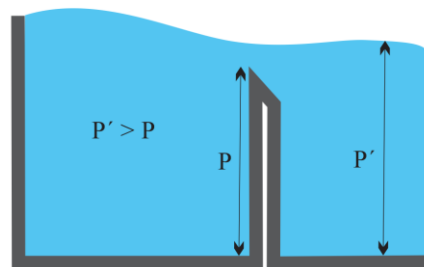


Figura 2.16. Lámina ahogada superiormente

Donde P es la altura de la cresta del vertedero y P' es la altura del nivel de aguas abajo del vertedero.

Funciones de los vertederos

- ❑ Como instrumento para medir el caudal, ya sea en forma permanente, en cuyo caso se asocia con una medición y registro de nivel permanente, o en una instalación provisional, para aforar fuentes hídricas.
- ❑ Garantizar un nivel con poca variación en un canal de riego, aguas arriba. Este tipo de vertedero se llama "pico de pato" por su forma.
- ❑ Mediante la ecuación del vertedero se puede medir el caudal que está circulando por el mismo.
- ❑ Estructura de repartición de caudales.
- ❑ Descarga de demasías, permitiendo la salida del exceso de agua de las represas, ya sea en forma libre, controlada o mixta, en este caso, el vertedero es también conocido como aliviadero. Estas estructuras son las encargadas de garantizar la seguridad de la obra hidráulica como un todo.

Clasificación de los vertederos

- ❑ Según el espesor de la pared

Vertederos de pared delgada: Este tipo de vertedero es el más usado, especialmente como aforador, por ser una estructura de fácil construcción e instalación, ver figura 2.17.

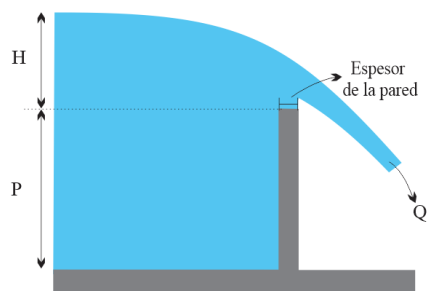


Figura 2.17. Vertedero de pared delgada

Vertederos de cresta ancha o de pared gruesa: cuando la cresta que permite establecer un paralelismo en los filetes, ver figura 2.18.

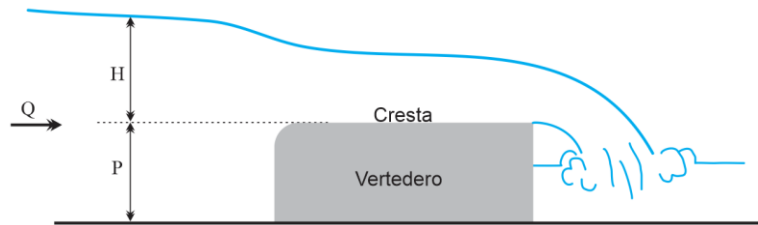


Figura 2.18. Flujo a través de vertederos de cresta ancha

- Según la forma geométrica: Los vertederos pueden ser rectangulares, triangulares, trapezoidales, parabólicos, semicirculares, mixtos, etc., ver figura 2.19.

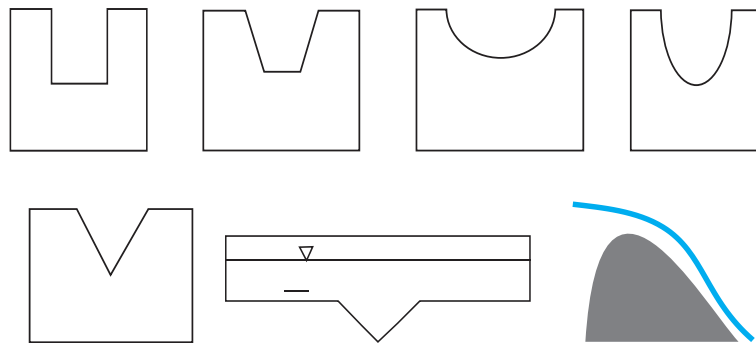


Figura 2.19. Algunas formas geométricas de los vertederos

- Según la altura de la lámina de agua, aguas abajo: Pueden ser de descarga libre o sumergida, ver figura 2.20 y 2.21 respectivamente.

De descarga libre

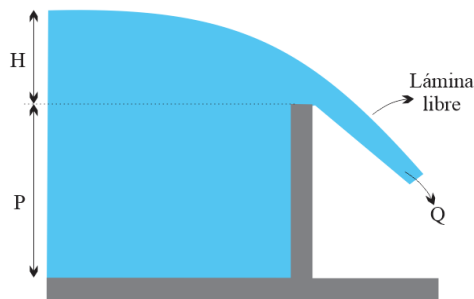


Figura 2.20. Vertedero de descarga libre
Tomado de Hidráulica de Canales. Arturo Rocha

De descarga sumergida o ahogada

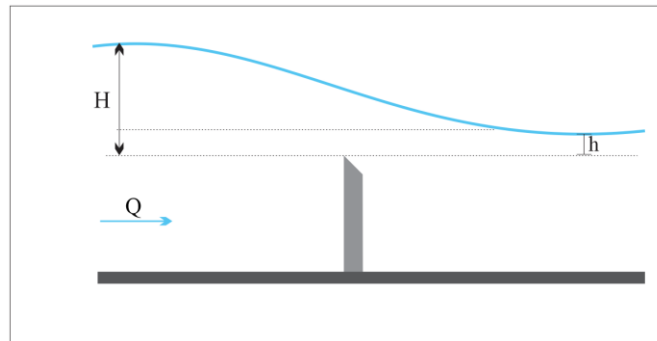


Figura 2.21. Vertedero de descarga ahogada
Tomado de Hidráulica de Canales. Arturo Rocha

Donde H es la carga hidráulica aguas arriba del vertedero y h es la carga hidráulica aguas abajo del vertedero.

□ Según la ubicación del orificio pueden ser:

Con una contracción lateral (ver figura 2.22):

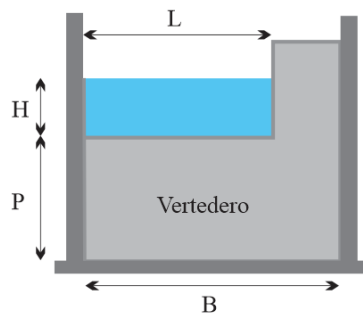


Figura 2.22. Vertedero con una contracción lateral

Con dos contracciones laterales (ver figura 2.23):

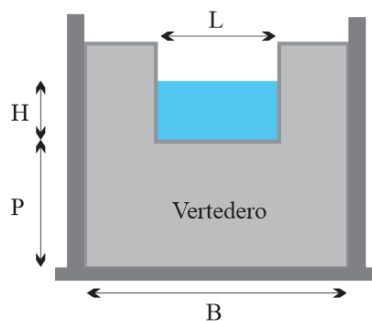


Figura 2.23. Vertedero con dos contracciones laterales

Sin contracciones laterales (ver figura 2.24):

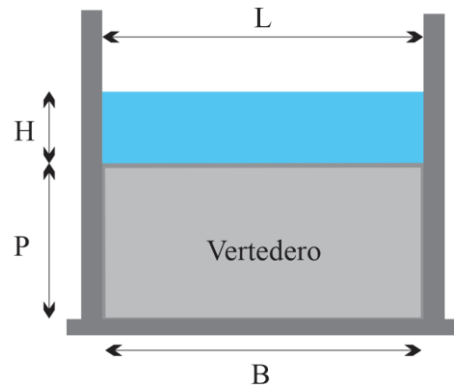


Figura 2.24. Vertedero sin contracción lateral

Ecuaciones de los vertederos

La ecuación general de los vertederos obedece a la forma $Q = K H^m$.

Donde Q es caudal, K es una constante de calibración, H es la altura alcanzada por el agua, a partir de la cresta del vertedero y m exponente. Así según la forma de la cresta del vertedero existen varias ecuaciones para calcular el caudal que está circulando por el mismo, entre las cuales se tiene:

☐ *Vertederos rectangulares*

La ecuación más usada es la de Francis para un vertedero rectangular de pared delgada sin contracciones (figura 2.24) es:

$$Q = 1.84 L H^{3/2} \quad \text{Ecuación 2.44}$$

Donde: Q es el caudal teórico que fluye por el vertedero en m^3/s . L es ancho de cresta, en m y H es la carga en el vertedero, en m.

Para un vertedero rectangular, de cresta aguda con contracciones (figura 2.22 y 2.23), cuando la longitud de cresta es menor que el ancho del canal, la ecuación de Francis queda expresada como:

$$Q = 1.84(L - 0.1nH)H^{3/2} \quad \text{Ecuación 2.45}$$

Donde: Q caudal que fluye por el vertedero en m^3/s , L ancho de cresta en m, H carga en el vertedero en m y n es el número de contracciones (1 o 2).

❑ Vertederos triangulares

Algunas ecuaciones propuestas para este tipo de vertederos son:

La propuesta por Thomson:

$$Q = 1.4 H^{\frac{5}{2}} \quad \text{Ecuación 2.46}$$

Donde Q en m^3/s y H en m.

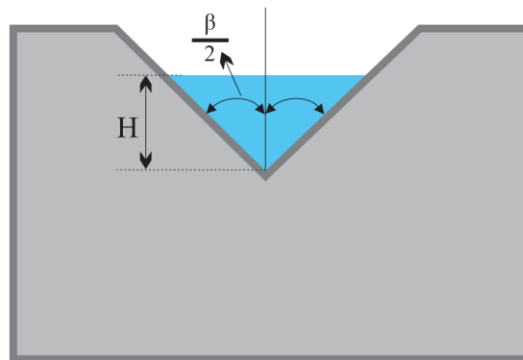


Figura 2.25. Vertedero triangular

Para vertederos triangulares con $\beta = 90^\circ$, el profesor Horance King, obtuvo la siguiente expresión:

$$Q = 1.34 H^{2.47} \quad \text{Ecuación 2.47}$$

Donde Q en m^3/s y H en m.

Mr. Cone también propuso las siguientes fórmulas para otros valores de escotaduras así:

$$Q = 0.775 H^{2.47} \text{ para } \beta = 60^\circ \quad \text{Ecuación 2.48}$$

$$Q = 0.3564 H^{2.47} \text{ para } \beta = 30^\circ \quad \text{Ecuación 2.49}$$

Para β de 45° , 60° y 90° Gourley y Crump propusieron la siguiente fórmula:

$$Q = 1.32 \tan \frac{\beta}{2} H^{2.48} \quad \text{Ecuación 2.50}$$

□ *Vertederos trapeciales o Cipolletti* (ver figura 2.26):

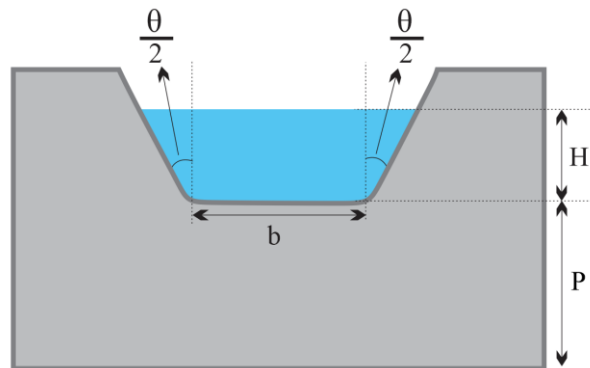


Figura 2.26. Vertedero trapecoidal

Según F. J. Domínguez, Cipolletti encontró experimentalmente una ecuación empírica para un vertedero Cipolletti:

$$Q = 1.86 b H^{\frac{3}{2}} \quad \text{Ecuación 2.51}$$

Esta ecuación es válida para $\tan \theta/2 = 1/4$, $H < b/3$, con Q en m^3/s , b y H están en metros.

❑ *Vertedero semicircular* (ver figura 2.27):

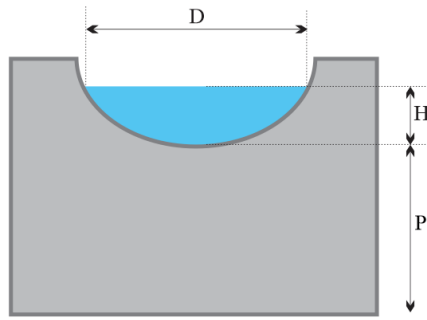


Figura 2.27. Vertedero semicircular

Según Staus – Von Sanden el caudal se puede calcular con la ecuación:

$$Q = C_d \phi D^{5/2} \quad \text{Ecuación 2.52}$$

D se expresa en m, Q se obtiene en m^3/s y ϕ $\text{m}^{1/2}/\text{s}$.

$$\phi = 3.203 \left(\frac{H}{D}\right)^{1.975} - 0.842 \left(\frac{H}{D}\right)^{3.78} \quad \text{Ecuación 2.53}$$

De otro lado, según Stauss y Jorissen, el coeficiente de descarga C_d , se puede determinar empleando la siguiente ecuación:

$$C_d = 0.555 + \frac{D}{110H} + 0.041 \frac{H}{D} \quad \text{Ecuación 2.54}$$

Válida para $0.20\text{m} \leq D \leq 0.30$ y $0.075 < \frac{H}{D} < 1.00$

La ecuación planteada por Acevedo y Acosta es:

$$Q = 1.518 D^{0.693} H^{1.807} \quad \text{Ecuación 2.55}$$

Donde D y H están en metros.

Vertedero de cresta ancha

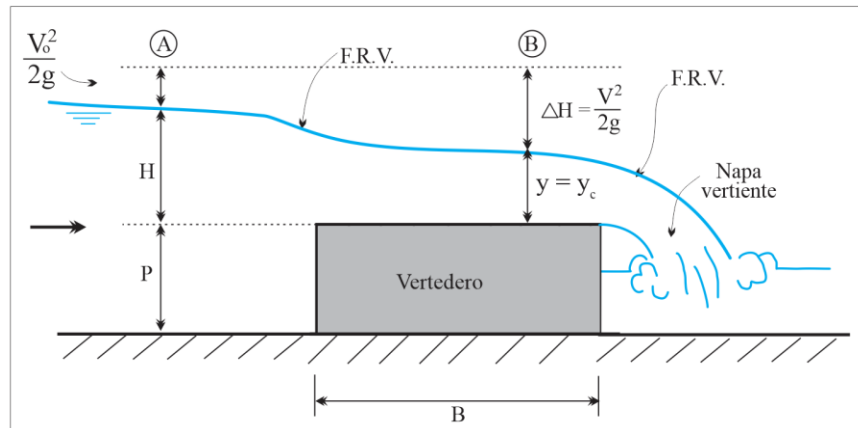


Figura 2.28. Flujo a través de vertederos de cresta ancha rectangular

Estos vertederos tienen menor capacidad de descarga para igual carga de agua que los vertederos de cresta delgada y su uso más frecuente es como estructuras de control de nivel, ver figuras 2.28, 2.29 y 2.30.

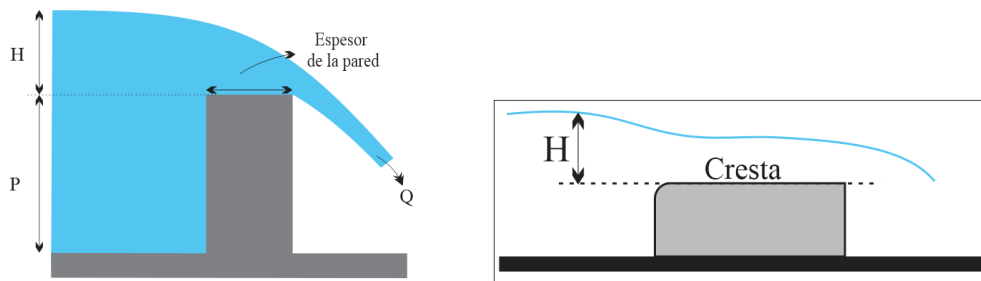


Figura 2.29. Vertederos de cresta ancha con descarga libre y sumergido

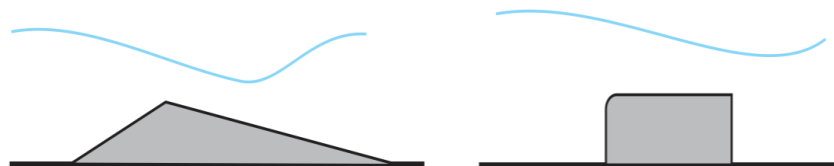


Figura 2.30. Vertedero de pared gruesa perfil triangular y rectangular redondo

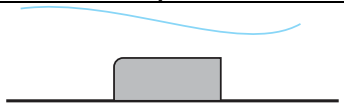
Sotelo (1982) presenta una clasificación del funcionamiento de los vertederos, según la relación e/H , como se detalla en la tabla 2.8:

Tabla 2.8. Clasificación del funcionamiento de los vertederos, según la relación e/H

Relación e/H	Funcionamiento
Menor que 0.67	El chorro se separa de la cresta y es idéntico al del vertedero de pared delgada.
Mayor que 0.67	La lámina vertiente se adhiere a la cresta del vertedero.
Mayor que 10	Se considera que el funcionamiento es en canal.

En estos vertederos la fricción sobre la cresta produce una pérdida de carga considerable, por tal razón la longitud de la cresta en la dirección del flujo se debe tener en cuenta. Los vertederos de cresta ancha se pueden clasificar en triangulares o tipo Crump, rectangulares y trapeciales. En los vertederos tipo Crump el agua entra al canal y encuentra una rampa que la eleva y después una rampa en descenso, cuyas pendientes son 1:2 y 1:5 respectivamente. Algunos vertederos de cresta ancha típicos se detallan en la tabla 2.9.

Tabla 2.9. Tipos de perfil de vertederos de cresta ancha

Esquema	Nombre
	Vertedero de perfil rectangular redondo
	Vertedero de perfil rectangular recto
	Vertedero de perfil triangular
	Vertedero de perfil triangular
	Vertedero de perfil trapecial

A partir de la figura 2.28 y aplicando la ecuación de la energía se tiene que:

$$H + \frac{v_0^2}{2g} = y + \frac{v^2}{2g} \quad \text{Ecuación 2.56}$$

De donde la velocidad media en la cresta del vertedero es:

$$V = \sqrt{2g \left(H + \frac{V_o^2}{2g} - y \right)} \quad \text{Ecuación 2.57}$$

Antes del vertedero se debe producir un flujo subcrítico, después del vertedero un flujo supercrítico, por lo que en la cresta del vertedero se produce el flujo crítico, luego entonces la energía que se produce es la energía mínima, así:

$$y = y_c = \frac{2}{3} \left(H + \frac{V_o^2}{2g} \right) \quad \text{Ecuación 2.58}$$

Por lo tanto, el caudal se define como:

$$Q = B y_c V = B \frac{2}{3} \left(H + \frac{V_o^2}{2g} \right) \left[\sqrt{2g \left(H + \frac{V_o^2}{2g} - y_c \right)} \right] \quad \text{Ecuación 2.59}$$

De donde:

$$Q = \sqrt{g} B y_c^{3/2} = 3.13 B y_c^{3/2} \quad \text{Ecuación 2.60}$$

O también en función de la energía aguas arriba:

$$Q = \left(\frac{2}{3} \right)^{3/2} \sqrt{2g} B \left(H + \frac{V_o^2}{2g} \right)^{3/2} \quad \text{Ecuación 2.61}$$

Si la $V_o = 0$, el caudal teórico es:

$$Q = \left(\frac{2}{3} \right)^{3/2} \sqrt{g} B H^{3/2} \quad \text{Ecuación 2.62}$$

En el sistema métrico la ecuación se expresa como:

$$Q = 1.71 B H^{3/2} \quad \text{Ecuación 2.63}$$

Donde: H es la carga hidráulica y B es la longitud del vertedero.

La descarga real del vertedero se obtiene introduciendo en la ecuación el coeficiente de descarga $C_d = \frac{Q_{obs}}{Q_{teo}}$.

$$Q = \left(\frac{2}{3}\right)^{3/2} C_d \sqrt{g} B H^{3/2} \quad \text{Ecuación 2.64}$$

$$Q = 1.71 C_d B H^{3/2} \quad \text{Ecuación 2.65}$$

Requisitos generales de instalación de vertederos en canales

Los requisitos generales de la instalación de los vertederos en un canal son:

- a) El vertedero deberá ubicarse en canales de sección uniforme y alineamiento recto aguas arriba.
- b) El plano del vertedero debe ser normal al flujo y la cresta aguas arriba, perfectamente vertical, plana, lisa y nivelada.
- c) La lectura de la carga h sobre la cresta se mide con una regla graduada o limnómetro ubicado por lo menos a una distancia 4 veces la carga máxima hacia aguas arriba. ($L > 4h$).
- d) Para asegurar su funcionamiento con descarga libre, debe instalarse un dispositivo de ventilación que comunique la carga aguas abajo del vertedero con la atmósfera.
- e) Si la instalación del vertedero es permanente, debe dejarse un dispositivo de drenaje.
- f) Se recomienda que la cresta sea de material resistente a la corrosión.

Ventajas

- ☐ Dispone de estándares universales. Es un sistema de medición de gran aceptación.

- ☐ Hay numerosos tipos de vertederos disponibles para un amplio campo de valores de caudal.
- ☐ La incertidumbre en la medición está en un rango de ± 2 a $\pm 4\%$.
- ☐ Resultan prácticamente inmunes a perturbaciones corriente arriba.
- ☐ Su construcción es sencilla.

Desventajas

- ☐ Los vertederos representan obstrucciones, por lo que no son adecuados para fluidos que arrastren grandes cantidades de sedimentos, los escombros arrastrados por la corriente pueden bloquear el vertedero.
- ☐ Los vertederos no sirven si hay remansos de agua (susceptibles a las corrientes sumergidas).
- ☐ Requieren prácticas de ingeniería civil extensivas.

Campos específicos de aplicación

- ☐ Control de inundaciones.
- ☐ Proyectos de irrigación y sistemas de drenaje.
- ☐ Creación de reservas de agua.
- ☐ Plantas de tratamiento de agua potable.

2.3.2. Canaleta Parshall

El aforador Parshall, llamado así por el nombre del ingeniero de regadío estadounidense que lo concibió, se describe técnicamente como un canal de onda estacionaria o de un aforador de profundidad crítica. Al entrar el agua, debido a que su sección se va reduciendo, la velocidad va aumentando, al llegar a la cresta del medidor se precipita debido al descenso en el piso de la canaleta. Al salir de la garganta empieza a perder

velocidad dando origen a un resalto hidráulico cerca del extremo inferior de la garganta.

Si la canaleta es colocada al final de un canal, a pesar de que en la zona convergente la pendiente de fondo sea positiva, es muy posible que el flujo sea supercrítico. Si existe algún control en la descarga se presentará un resalto hidráulico, así sea ahogado. Esta última condición se ha utilizado para que la canaleta se emplee, como dispositivo de mezcla rápida. En este caso la efectividad de la mezcla deberá asociarse con la energía disipada en el resalto [10]. Ver figura 2.31 y 2.32.

Por sus características geométricas, la canaleta Parshall, además de permitir el arrastre de sedimentos en el canal, crea unas condiciones de régimen crítico en la garganta de la misma.

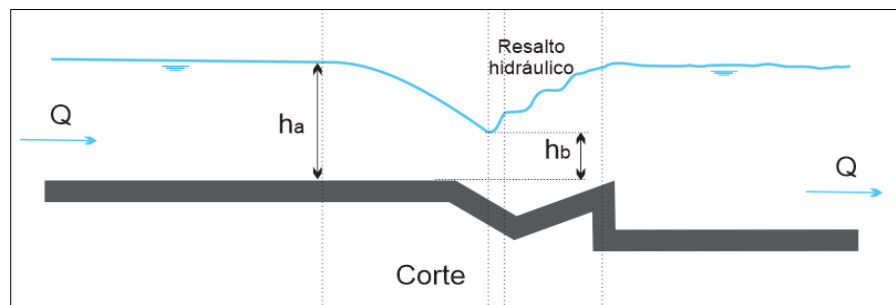


Figura 2.31. Canal de aforo Parshall

Tomado de http://datateca.unad.edu.co/contenidos/358040/Contenido_en_linea_Diseño_de_Plantas_Potabilizadoras/fig_36.png

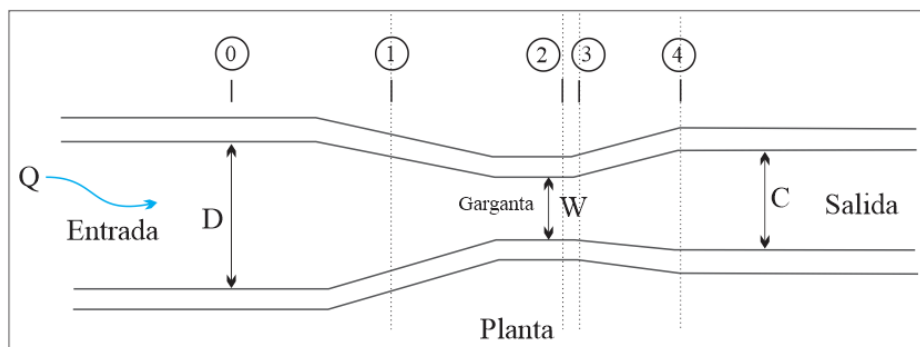


Figura 2.32. Secciones de la canaleta Parshall

Para que la canaleta pueda utilizarse como mezclador rápido debe cumplir los siguientes requisitos:

- ☐ No debe trabajar ahogada: para ello el valor de la relación h_b/h_a debe estar comprendido entre 0.60 y 0.80.
- ☐ La relación h_a/W debe estar entre 0.40 y 0.80.
- ☐ El número de Froude en la salida de la garganta debe estar entre 1.7 a 2.5 o 4.5 a 9.0, para evitar resaltos inestables cambiando la posición y dificultando el punto de aplicación del coagulante.

Principales ventajas

- ☐ Solo existe una pequeña pérdida de carga a través del aforador.
- ☐ Deja pasar fácilmente sedimentos o desechos, que no necesita condiciones especiales de acceso o una poza de amortiguación.

La relación del nivel del agua aguas abajo h_b con el nivel aguas arriba h_a se conoce como el grado de sumersión ($S = \frac{h_b}{h_a}$); una ventaja del canal de aforo Parshall es que no requiere corrección alguna hasta un 70 % de sumersión.

Clasificación de los medidores Parshall

Pueden ser:

- ☐ Descarga libre

El flujo descarga libremente como se indica en la figura 2.33.

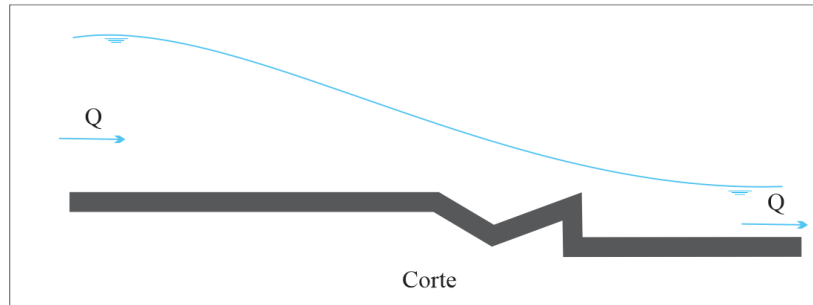


Figura 2.33. Canaleta Parshall con descarga libre

❑ Descarga sumergida

El nivel del flujo aguas abajo tiene influencia en el flujo del medidor, ver figura 2.34.

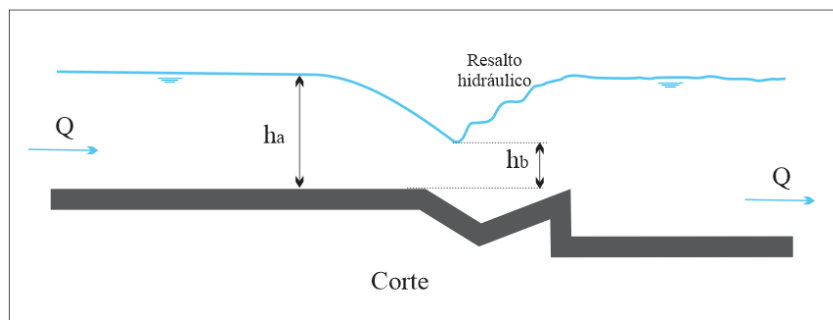


Figura 2.34. Canaleta Parshall con descarga ahogada

Ecuaciones

La ecuación general de las canaletas Parshall viene dada por la expresión:

$$Q = K H^n \quad \text{Ecuación 2.68}$$

Los valores típicos según el ancho de la garganta de la canaleta Parshall se encuentran en la tabla 2.10 y 2.11.

Tabla 2.10. Valores de coeficiente K y exponente n

W			K	
SI	M	n	Unidades métricas	Unidades inglesas
3"	0.076	1.547	0.176	0.992
6"	0.152	1.580	0.381	2.060
9"	0.229	1.530	0.535	3.070
1'	0.305	1.522	0.690	4.000
1 ½'	0.457	1.538	1.054	6.000
2'	0.610	1.550	1.426	8.000
3'	0.915	1.566	2.182	12.000
4'	1.220	1.578	2.935	16.000
5'	1.525	1.587	3.728	20.000
6'	1.830	1.595	4.515	24.000
7'	2.135	1.601	5.306	28.000
8'	2.440	1.606	6.101	32.000

Fuente: Manual de Hidráulica Azevedo y Acosta

Tabla 2.11. Diseños estándar de aforadores Parshall, características hidráulicas

Ancho de la garganta (cm)	Coeficientes	
	m	n
2.50	0.0604	1.550
5.00	0.1207	1.550
7.60	0.1771	1.550
15.00	0.3812	1.580
22.50	0.5354	1.530
30.50	0.6009	1.520
45.50	1.0560	1.538
61.00	1.4280	1.550
91.50	2.1840	1.566
122.00	3.9530	1.578
152.50	3.7320	1.587
183.00	4.5190	1.595
213.50	5.3120	1.601
244.00	6.1120	1.607

Fuente: IMTA – Manual de estructuras de aforo

La velocidad en la sección cero (0) viene dada por la expresión:

$$V_0 = \frac{Q}{H_0 D} \quad \text{Ecuación 2.69}$$

2.3.3. Canaleta Venturi

La canaleta Venturi es una canaleta que presenta un estrechamiento en el ancho, con lo cual se produce un estrangulamiento del flujo y el establecimiento del estado crítico del mismo, en la parte más estrecha de la canaleta (garganta). Esta situación se aprovecha para deducir una expresión teórica que permita determinar el caudal del flujo a través de la canaleta. Por esta razón la canaleta Venturi es un medidor de

caudales para flujo en canales abiertos, y su nombre obedece a la similitud geométrica que guarda con el tubo Venturi, el cual se emplea para medir caudales en tuberías [16]. Esta canaleta posee un fondo horizontal, zona de entrada convergente y la zona de salida divergente. Ver figura 2.35.

Zonas de la canaleta Venturi

- | | | |
|---|------------------|-------------|
| ☐ De entrada | fondo horizontal | convergente |
| ☐ Central (garganta) | fondo horizontal | paralelo |
| ☐ De salida | fondo horizontal | divergente |

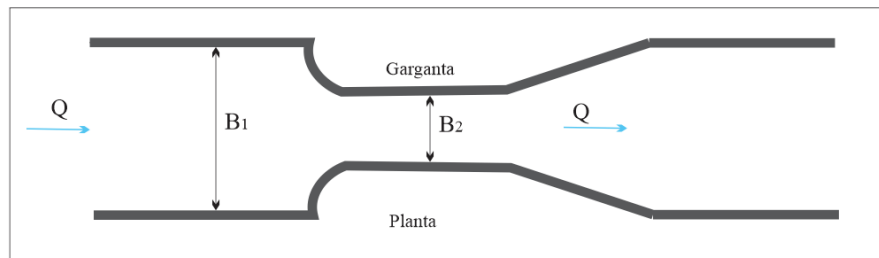


Figura 2.35. Canaleta Venturi (vista en planta)
Tomado de Manual de Laboratorio de Hidráulica. Ramiro Marbello Pérez

Clasificación de los medidores Venturi

Pueden ser:

- ☐ Descarga libre

El flujo descarga libremente como se indica en la figura 2.36.

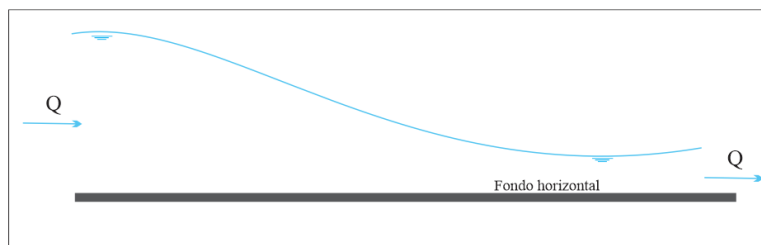


Figura 2.36. Canaleta Venturi con descarga libre (perfil)
Tomado de Manual de Laboratorio de Hidráulica. Ramiro Marbello Pérez

❑ Descarga sumergida

El nivel del flujo aguas abajo tiene influencia en el flujo del medidor, ver figura 2.37.

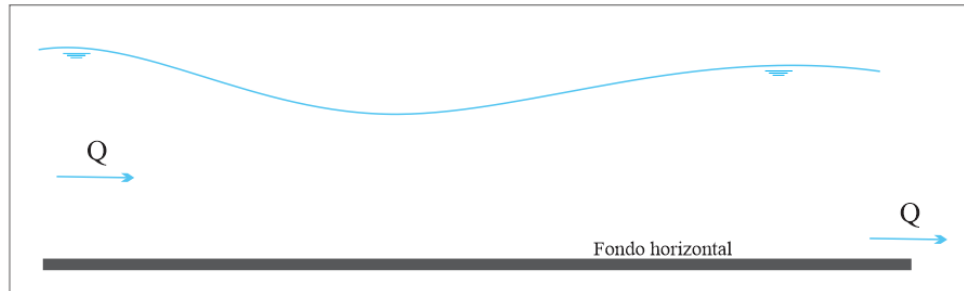


Figura 2.37. Canaleta Venturi con descarga ahogada
Tomado de Manual de Laboratorio de Hidráulica. Ramiro Marbello Pérez

Ecuaciones

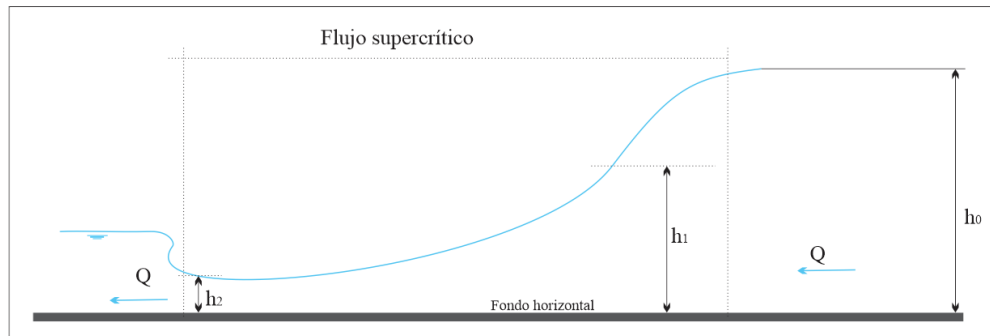


Figura 2.38. Sección representativa para el cálculo del caudal en el canal de aforo Venturi
Tomado de Zuikov & Bakunyaeva, 2018

De acuerdo con la figura 2.38 y aplicando la ecuación de Bernoulli entre la sección 0 y la 1, se tiene:

$$h_0 + \frac{V_0^2}{2g} = h_1 + \frac{V_1^2}{2g} \quad \text{Ecuación 2.70}$$

$$V_0 = \frac{Q}{B_0 h_0} \quad \text{Ecuación 2.71}$$

$$V_1 = \frac{Q}{B_1 h_1} \quad \text{Ecuación 2.72}$$

De lo anterior, se puede suponer que $V_0 \ll V_1$, ya que $B_0 > B_1$ y $h_0 > h_1$, por lo tanto, la componente de la energía cinética del flujo en la sección 0 es pequeña en comparación con la energía cinética del flujo en la sección 1, ello implica que:

$$\frac{\alpha V_0^2}{2g} \approx 0$$

Asumiendo que el valor del Coeficiente de Coriolis es 1, y reemplazando $Q = V A$, se tiene que:

$$h_0 - h_1 = \frac{V_1^2}{2g} = \frac{Q^2}{2g A^2} = \frac{Q^2}{2g (B_1 h_1)^2} \quad \text{Ecuación 2.73}$$

Despejando el caudal:

$$Q = \sqrt{2g (h_0 - h_1) (B_1 h_1)^2} = B_1 h_1 \sqrt{2g (h_0 - h_1)} \quad \text{Ecuación 2.74}$$

Otra forma de expresar el caudal en una canaleta Venturi es:

$$Q = \frac{2}{3} \sqrt{\frac{2}{3}} C_d C_v \sqrt{g} B_0 h_0^{1.5} \quad \text{Ecuación 2.75}$$

Los coeficientes C_d se puede calcular con la siguiente expresión matemática:

$$C_d = \left(1 - 0.006 \frac{l}{B_1}\right) \left(1 - 0.003 \frac{l}{h_0}\right) \quad \text{Ecuación 2.76}$$

Donde l es el lago de la canaleta y C_v se puede establecer con base a los valores de la tabla 2.12.

Tabla 2.12. Valores de C_v según el apéndice de RF State Standar

$C_d \frac{B_1}{B_0}$	C_v	$C_d \frac{B_1}{B_0}$	C_v
0.10	1.002	0.45	1.050
0.15	1.005	0.50	1.064
0.20	1.009	0.55	1.079
0.25	1.014	0.60	1.098
0.30	1.021	0.65	1.120
0.35	1.029	0.70	1.147
0.40	1.039	-	-

El cálculo del caudal teórico también se puede hacer con las ecuaciones:

$$Q = \mu C B_1 \sqrt{g} h_0^{1.5} \quad \text{Ecuación 2.77}$$

$$Q = 0.04429 \mu B_2 h_0^{3/2} \text{ (l/s)} \quad \text{Ecuación 2.78}$$

Donde μ es el coeficiente de salida para la canaleta Venturi cuyo valor es de 0.985, o se puede también calcular con la ecuación 2.102; C es el coeficiente para la contracción, B_1 ancho de la canaleta en la contracción altura en el canal de entrada y g la aceleración de la gravedad.

$$\mu = 0.38 + 0.106 \left(\frac{B_2 h_0}{A} \right)^2 \quad \text{Ecuación 2.79}$$

Donde: B_2 es el ancho en la sección más estrecha de la canaleta Venturi, h_0 es la carga hidráulica al inicio del aforador y A es el área al inicio del aforador ($A = B_1 h_0$).

2.4. IMPORTANCIA DE LAS PRÁCTICAS DE LABORATORIO

En la UTCH las asignaturas de hidráulica de canales abiertos e hidráulica aplicada contemplan en sus guías programáticas los temas de flujo uniforme, flujo crítico y energía específica, flujo gradualmente variado y flujo rápidamente variado, los cuales deben ser estudiados y analizados por los estudiantes mediante diferentes prácticas de

laboratorio. Este análisis les permite adquirir una comprensión de los fenómenos que se presentan en las obras hidráulicas, lo que conlleva a que al conocer los fenómenos que estas estructuras generan sobre el flujo, pueden realizar diseños adecuados de canales funcionando a superficie libre. El control del caudal, la velocidad del flujo y la profundidad de la lámina son variables determinantes para el adecuado funcionamiento de los canales.

Por las razones expuestas, se hace necesario que los estudiantes de la facultad de ingeniería de la UTCH, en el área de la hidráulica dispongan de un manual prácticas de laboratorio, que se realicen en el canal de pendiente variable implementando diferentes estructuras hidráulicas que simulan estos fenómenos hidráulicos, lo cual servirá en su vida profesional para realizar diseños y construcciones más eficientes que contribuyan con el desarrollo local, regional y nacional.

3. ESTADO DEL ARTE

En el área de la hidráulica, existen aspectos de gran relevancia en la construcción de estructuras hidráulicas, para ello se requiere la comprensión y análisis de los diferentes fenómenos que se pueden presentar en los flujos, tanto en las tuberías como en los canales abiertos, por tal razón se hace necesario la visualización experimental de diferentes fenómenos hidráulicos los cuales facilitaran la comprensión de estos.

Adicionalmente, la calibración de estructuras hidráulicas permite un cálculo exacto del caudal que está circulando a partir del registro de nivel en el canal, lo cual es importante en el uso eficiente del recurso hídrico.

Actualmente existen un número considerable de investigaciones que se han llevado a cabo con relación al flujo en canales o en tuberías, en la tabla 3.1. se presenta un cuadro resumen relacionando algunas de estas investigaciones:

Tabla 3.1. Estado del arte

Año	Autor	Nombre de la investigación	País/ Universidad	Tipo	Resultado/análisis
2002	Yarly Enith Mosquera et al [23]	Diseño y construcción del canal de pendiente variable para el laboratorio de hidráulica de la Universidad Tecnológica del Chocó.	Colombia Universidad Tecnológica del Chocó	Trabajo de grado	Canal de pendiente variable construido para la realización de prácticas de laboratorio.
2009	Gilberto López–Canteñis et al [24]	Aplicación del método de energía momento en la calibración de una compuerta plana vertical.	México Universidad Autónoma Chapingo	Nota técnica	En condiciones de descarga ahogada, los errores en la estimación del gasto oscilaron entre 0.58 y 6.83 %. Se demostró que la precisión con que el método estima el gasto se incrementa cuando se cumple la relación $H/a > 1.0$, debido a que existe suficiente energía en la estructura.
2015	Yeris Alexander Abadía et al [25]	Optimización del diseño de equipo hidráulico para el ensayo de laboratorio orificios de caída libre.	Colombia Corporación Universitaria Minuto de Dios	Trabajo de grado	La distancia o trayectoria en los ejes x, y se encuentran vinculado directamente con la carga entre mayor sea la carga la distancia aumentara proporcionalmente a la misma.
2015	Xie - kang Wang et al [26]	Experimental study of the Flow structure of decelerating and accelerating flows under a gradually varying flume.	China Universidad de Sichuan, Chengdu	Artículo científico	El componente V de la intensidad de la turbulencia típicamente pesa más que en la dirección de la corriente, diferenciándose a partir de las observaciones de estudios anteriores.
2016	Julián Andrés Quintana et al [27]	Elaboración de guía metodológica para la realización de ensayos en los laboratorios de hidráulica de tuberías y canales.	Colombia Corporación Universitaria Minuto de Dios	Guía	Guía metodológica para la realización de ensayos en los laboratorios de hidráulica de tuberías y canales.
2017	Heiner Mijael Sigüenza Corcuera [28]	Análisis de problemas hidráulicos, tipos de flujo y estructuras de aforo mediante la construcción de seis equipos experimentales en el canal de pendiente variable – UPAO.	Perú Universidad Privada Antenor Orrego	Trabajo de grado	Para el flujo sumergido en el vertedero Cipolletti, se generaron dos factores de corrección para la fórmula del caudal teórico, siendo 1.5996, para un rango de $0.20 < H/h < 0.30$, y 1.5472, para $0.30 < H/h < 0.45$, con respecto a la relación en las alturas de carga. Con respecto al flujo totalmente sumergido en orificios, se calculó un coeficiente de descarga de 0.6282.
2017	Erick Dante Mattos et al	Validación y análisis del comportamiento hidráulico de un	México	Trabajo de grado	La eficiencia del vertedor de laberinto se ve reducido cuando ocurre el incremento en la longitud de interferencia de láminas

Año	Autor	Nombre de la investigación	País/ Universidad	Tipo	Resultado/análisis
	[29]	vertedor tipo laberinto mediante técnicas numéricas.	Instituto Mexicano de Tecnología del Agua IMTA		vertientes, a partir valores de $HT/P \geq 0.3$, y el fenómeno de ahogamiento a desde valores de $HT/P \geq 0.5$.
2017	Estuardo René Marín [30]	Construcción de un modelo hidráulico para la simulación de tipos de flujo en canales abiertos para el laboratorio de mecánica de fluidos e hidráulica de la facultad de ingeniería, USAC.	Guatemala Universidad de San Carlos	Trabajo de grado	El modelo físico construido para la simulación de los tipos de flujo, respondió satisfactoriamente a este propósito, según muestra el perfil hidráulico obtenido para el caudal de diseño (14,83 l/s).
2017	Hermes E. Castellanos et al [31]	Diseño y Construcción de un Canal Hidráulico de Pendiente Variable.	Colombia Universidad Manuela Beltrán	Trabajo de grado	La construcción del canal también ha incrementado el libre desarrollo de prácticas de laboratorio de las áreas de hidráulica y fluidos de la Universidad Manuela Beltrán sede Cajicá, Bogotá - Colombia con una cobertura del 95 % del plan académico ofertado.
2018	Diego Danilo Gutiérrez et al [32]	Diseño y construcción de un banco de prueba para realización del ensayo de vertederos y de resalto hidráulico, para el laboratorio de hidráulica de la Universidad Piloto de Colombia seccional Alto Magdalena	Colombia Universidad Piloto de Colombia	Trabajo de grado	El proyecto diseño y construcción de un banco de prueba para realización del ensayo de vertederos permite comprobar que son el mecanismo más fácil para la medición del caudal de agua en canales abiertos.
2018	A. L. Zuikov et al [33]	Analytical method of the hydraulic calculation of the Flow rateo f a Venturi channel.	Rusia Universidad Estatal de Ingeniería Civil de Moscú	Artículo científico	El Canal Venturi con fondo horizontal y flujo libre la salida de fluido tiene un coeficiente constante para el caudal en todo el rango de cambio de presión efectivo. error relativo del método de $\pm 1 \%$.
2018	Manuel Eduardo Barreiro [34]	Diseño de un canal hidráulico de pendiente variable para fines de laboratorio.	Ecuador Universidad Estatal Sur de Manabí	Trabajo de grado	Los resultados obtenidos como validación del prototipo, muestran que efectivamente el canal cumple con las condiciones necesarias para estudiar y validar diferentes fenómenos físicos que se puedan presentar a baja escala y logren ser utilizados como modelo para estudios reales.
2019	Jorge Alberto Forero et al [35]	Elaboración de un prototipo de turbina tipo Pelton para el laboratorio de hidráulica de la Universidad Cooperativa de Colombia sede Villavicencio mediante métodos estandarizados de estructuras hidráulicas.	Colombia Universidad Cooperativa de Colombia	Trabajo de grado	Turbina tipo Pelton instalada para la realización de prácticas de laboratorio.
2019	Cristhian Javier Sambrano [36]	Diseño de una rápida hidráulica de gran pendiente para fines de laboratorio.	Ecuador Universidad Estatal Sur de Manabí	Trabajo de grado	En presencia de un diseño en régimen subcrítico las condiciones de flujo aguas abajo de la rápida serán normales, por consiguiente, se determinó el resalto hidráulico fuerte e irregular.
2019	Ghelber Isaac Ramírez [37]	Calibración de vertederos circulares de pared delgada de diámetro variable, en el laboratorio de mecánica de fluidos, de la Facultad	Guatemala Universidad de San Carlos	Trabajo de grado	Se obtuvieron modelos matemáticos, para cada una de las ecuaciones teóricas que relacionan el coeficiente de descarga en función del diámetro en centímetros, para la

Año	Autor	Nombre de la investigación	País/ Universidad	Tipo	Resultado/análisis
		de Ingeniería, Universidad de San Carlos Guatemala.			ecuación de Stauss - Von Sanden $C_d = 0.41219D^{0.086}$, con un coeficiente de correlación del 98 %; y para la ecuación propuesta por Azevedo y Acosta $C_d = 0.7587D^{0.984}$, con un coeficiente de correlación del 97 %; los cuales reducen considerablemente el porcentaje de error entre el caudal teórico y el caudal real observado.
2019	Paula Andrea Moreno Pardo et al [38]	Optimización del módulo del canal del laboratorio de hidráulica de la Universidad Cooperativa de Colombia.	Colombia Universidad Cooperativa de Colombia	Trabajo de grado	Dos prototipos de compuertas plan y radial, para el uso del canal del laboratorio.
2019	Javier Enrique Godoy [39]	Comparación y validación de las ecuaciones para vertederos de pared delgada desarrolladas en el laboratorio de mecánica de fluidos e hidráulica, facultad de ingeniería, Universidad de San Carlos de Guatemala, en el canal de riego de la aldea el Rancho, San Agustín Acasaguastlán, El Progreso.	Guatemala Universidad de San Carlos	Trabajo de grado	Al comparar los caudales generados con los modelos matemáticos con los caudales determinados por el método de aforo de molinete y flotadores, se observa que el error porcentual es menor con el método de molinete.
2019	Alba Carolina Manrique [40]	Diseño e instalación de un tanque aforador y manómetros para estación de bombas del laboratorio de hidráulica de la universidad Cooperativa de Colombia sede Villavicencio.	Colombia Universidad Cooperativa de Colombia	Trabajo de grado	Se diseñó, construyó y se ensablo el tanque de aforo volumétrico a la estación de bombeo.
2019	Neptali Froilan Sullo [41]	Modelo experimental, comparativo para disminuir velocidades en rápidas con disipadores de energía de emboquillado de piedras, en el laboratorio de hidráulica de la UANCV.	Perú Universidad Andina	Trabajo de grado	Al aplicar en ensayo en el canal de variable a una pendiente más fuerte se tienen resultados experimentales en una pendiente de 0.05 a 0.4° la velocidad máxima fue $v=1.2233$ m/s y a una pendiente de 1° a 1.7° se tiene una velocidad $v = 1.5773$ m/s. El coeficiente de rugosidad hizo reducir la velocidad y el tirante.
2020	Erika Vanesa Rodríguez et al [42]	Calibración de los sistemas de aforos por orificio en tuberías y vertederos rectangulares de cresta delgada en la estación de bombeo del laboratorio de hidráulica de la Universidad Cooperativa de Colombia, sede Villavicencio.	Colombia Universidad Cooperativa de Colombia	Trabajo de grado	En el vertedero rectangular de cresta delgada, se obtuvieron datos dentro del rango promedio. Los grados de correlación de caudal versus manómetros de entrada son excelentes.
2020	María Alejandra Duarte et al [43]	Tanque disipador de energía en estructuras hidráulicas, en el laboratorio de ingenierías de la Universidad Cooperativa de Colombia sede Villavicencio.	Colombia Universidad Cooperativa de Colombia	Trabajo de grado	A medida que la pendiente se aumenta levemente se formaba un mejor el tipo de resalto. Se logró el diseño de un tanque disipador de energía con una longitud de 0,72 m.

Año	Autor	Nombre de la investigación	País/ Universidad	Tipo	Resultado/análisis
2020	Sharon Jossenka Cedeño [44]	Análisis de un canal Parshall mediante un modelo hidráulico de laboratorio.	Ecuador Universidad Estatal del Sur de Manabí	Trabajo de grado	Se construyó un canal Parshall. Ecuación $Q = 27.108H^{0.5634}$ con un margen de error que no superó el 5 % cuyo valor es aceptable.
2021	José María Gómez et al [45]	Diseño y construcción de un canal de fondo variable para el laboratorio de hidráulica de la PUCE.	Ecuador Pontificia Universidad Católica del Ecuador	Trabajo de grado	Se diseñó y construyó de un canal de altura variable para el laboratorio de hidráulica de la Facultad de Ingeniería de la PUCE.

Fuente: Elaboración propia

Cabe resaltar que la importancia de analizar los tipos de flujo a través de las estructuras hidráulicas en canales abiertos radica en que estas estructuras son necesarias para el aprovechamiento del recurso hídrico ya que permite un mejor control del recurso, favorecen la actividad productiva en diversos sectores de la economía tales como hidro-energético, navegación, suministro de agua potable, irrigación y actividades agropecuarias, además permiten el control de avenidas e inundaciones.

En ese orden de ideas, se hace indispensable que los estudiantes de las carreras de ingeniería de la Universidad Tecnológica del Chocó cuenten con un canal con adecuadas estructuras hidráulicas complementarias de aforo, que permitan, además, la simulación y análisis de los diferentes tipos de flujo.

4. METODOLOGÍA

4.1. ESPACIO GEOGRÁFICO Y TEMPORAL

4.1.1. Espacio geográfico

Esta investigación se llevó a cabo en la ciudad de Quibdó – Chocó en el laboratorio de hidráulica de la Universidad Tecnológica del Chocó ubicado en el bloque 3 (B – 3) piso 1, ver figura 4.1.

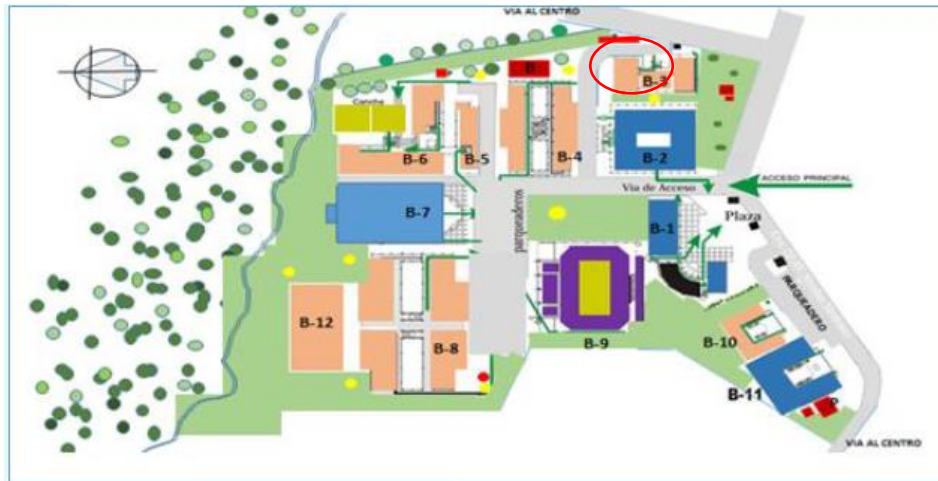


Figura 4.1. Planta física ciudadela universitaria UTCH

Fuente: Documento maestro de solicitud de renovación de registro calificado
Programa Ingeniería Civil

4.2. DISEÑO DE LA INVESTIGACIÓN

El desarrollo de la investigación contempla el diseño y construcción de cinco estructuras hidráulicas de aforo usadas para analizar diferentes fenómenos hidráulicos que se presentan en el paso del flujo sobre ellas (vertedero de cresta ancha tipo Crump, vertedero de pared gruesa, vertedero tipo Cipolletti, canal de aforo Parshall, y canal de aforo Venturi); posteriormente se realizó la experimentación y calibración por medio de modelos experimentales existentes de las diferentes estructuras.

Esta investigación es de enfoque cuantitativa y descriptiva ya que en ella se recolectaron o cuantificaron los datos numéricos de variables como profundidad de la lámina de agua, caudal, además es aplicada porque será una solución al problema presentado en el laboratorio de hidráulica de la UTCH. Es analítica y de desarrollo tecnológico, debido a que se construyeron cinco prototipos que permiten validar experimentalmente las estructuras de aforo implementadas y realizar el análisis de los fenómenos hidráulicos.

Adicionalmente, se realizó el análisis y comparación de los resultados experimentales con los teóricos relacionados con el aforo de flujo a través de las estructuras hidráulicas construidas adaptadas al canal de pendiente variable del laboratorio de hidráulica de la UTCH, mediante la realización de observaciones, mediciones y registro de datos tomados experimentalmente.

4.3. EQUIPAMIENTO EXPERIMENTAL

4.3.1. Caracterización del canal de pendiente variable de la UTCH

El canal de pendiente variable construido en el laboratorio de hidráulica de la UTCH es un canal abierto, de sección transversal rectangular. La longitud del canal donde se realizan las prácticas es de 4.95m, el ancho es de 0.30m y la altura desde la solera o fondo del canal es de 0.40m. Posee un circuito de recirculación del agua, paredes en vidrio, estructura metálica y una bomba de 10HP que permite un caudal de 700GPM (44.16 l/s), ver figura 4.2. Adicionalmente, el canal cuenta con un tablero eléctrico el cual tiene controles para encendido y apagado (ver figura 4.3), válvula de regulación de caudal y control de la pendiente, el cual permite una variación desde -0.5° a $+5.0^\circ$.



Figura 4.2. Canal de pendiente variable laboratorio de hidráulica UTCH



Figura 4.3. Tablero de control de encendido y apagado

4.3.2. Equipo de medición del caudal

La medición del caudal en el canal de pendiente variable del laboratorio de hidráulica se realiza mediante un correntómetro y un medidor de flujo por ultrasonido el cual cuenta con cables y sensores ultrasónicos que permiten la medición del caudal y la velocidad media del flujo en la tubería de alimentación, ver figura 4.4.



Figura 4.4. Medidor de flujo por ultrasonido

4.3.3. Registro de niveles de la lámina de agua

Se realizan por observación directa sobre limnímetros localizados a lo largo del canal. En el caso de las canaletas Venturi y Parshall se dispone de limnímetros ubicados en las paredes externas de estas, ver figura 4.5.

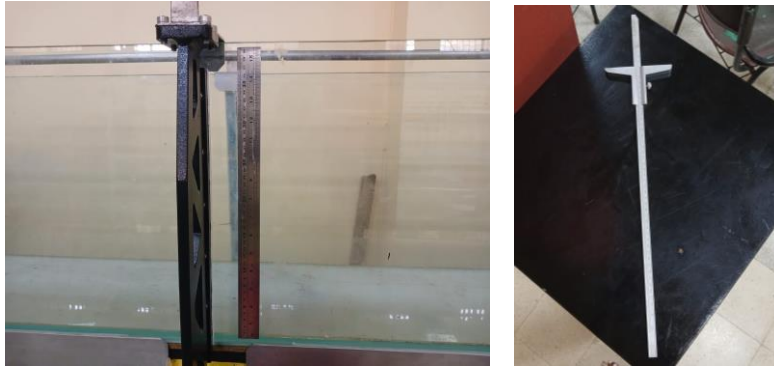


Figura 4.5. Limnímetros

La medición de la altura de la lámina de agua en cada una de las estructuras hidráulicas construidas se realizó de acuerdo con la estructura así:

Vertedero tipo Cipolletti, se midió la altura de la lámina de agua a una distancia superior a cuatro veces la carga hidráulica.

Vertedero rectangular de cresta ancha se tomaron diez medidas de altura de la lámina de agua cada 5.5 cm de longitud.

Vertedero tipo Crump se tomaron medidas a 50 cm aguas arriba del vertedero y sobre este se tomaron 12 lecturas cada 6.5 cm.

Canaleta Venturi y canaleta Parshall se tomaron diez lecturas distribuidas a lo largo de las tres secciones de la canaleta.

4.4. EXPERIMENTACIÓN Y CALIBRACIÓN

Una vez diseñadas y construidas las diferentes estructuras hidráulicas, de manera general el procedimiento en cada uno de las estructuras empezó con la medición de las características geométricas, instalación de los dispositivos al interior del canal, alimentación del

canal con un flujo de agua, finalmente se hizo la medición de 10 alturas de la carga hidráulica con el limnómetro y con el caudalímetro se tomaron los datos del caudal; en el caso de los vertederos de cresta ancha y canaletas Venturi y Parshall, se tomaron lecturas de altura de la lámina de agua adicionales (aguas arriba, sobre y aguas abajo del dispositivo) con el objetivo de obtener el perfil longitudinal de la superficie libre del líquido a lo largo de cada uno de estos dispositivos. Posteriormente, se procedió a hacer los cálculos conforme a lo estipulado en el manual instructivo de estructuras de aforo del laboratorio de hidráulica de la Universidad Tecnológica del Chocó, cuyo procedimiento establece que se debe obtener la línea de tendencia y la correspondiente ecuación, evaluar el valor del grado de correlación y de esta manera definir la ecuación de calibración de cada dispositivo.

Para obtener la línea de tendencia en cada serie de datos, se graficaron en un plano cartesiano los pares ordenados x , y (Q vs H) para evaluar la relación de estas variables, posteriormente, se determina cuál es la recta que atraviesa el mayor número de puntos, estableciendo su correlación, que en este caso correspondió a una relación lineal en todas las figuras realizadas, finalmente se estableció la ecuación de la recta con su correspondiente coeficiente de correlación.

4.5. VALIDACIÓN DE LOS DISPOSITIVOS

Se hizo el cálculo de los caudales teóricos, es decir, de acuerdo con las ecuaciones consignadas en la literatura y estos valores se compararon con los obtenidos experimentalmente. En ese orden de ideas, la ecuación utilizada para el cálculo del caudal teórico en cada estructura fue:

- ❑ Vertedero Cipolletti $Q = 1.86 b H^{3/2}$.
- ❑ Vertedero rectangular redondo $Q = 0.017 L H^{3/2}$.
- ❑ Vertedero tipo Crump $Q = 1.71 b H^{3/2}$.
- ❑ Canaleta Venturi $Q = 0.04429 \mu b_s H^{3/2}$.
- ❑ Canaleta Parshall con la ecuación $Q = 0.243 H^{1.56}$.

5. RESULTADOS Y DISCUSIÓN

5.1. DIMENSIONAMIENTO Y CONSTRUCCIÓN DE ESTRUCTURAS

En relación con el diseño de las estructuras hidráulicas se tuvo en cuenta para su dimensionamiento las recomendaciones establecidas en la literatura relacionada con este tema, de tal manera que se pudieran adaptar al canal de pendiente variable (CPV) del laboratorio de hidráulica de la UTCH.

Sumado a lo anterior, se realizaron cálculos hidráulicos para determinar las condiciones que producen flujo crítico en el canal: las profundidades críticas y_c , ancho crítico b_c y levantamiento ΔZ_c para diferentes caudales (3.00 l/s, 5.00 l/s, 10.00 l/s, 15.30 l/s, 19.80 l/s y 25.20 l/s) teniendo en cuenta el caudal mínimo y máximo de operación del canal, además, se construyeron las curvas de energía específica de acuerdo a las ecuaciones definidas para estos caudales. Los resultados de estos cálculos se detallan en las tablas 5.1 a 5.10 y en las figuras 5.1 a 5.7.

Tabla 5.1. Registro de datos tomados en el laboratorio

No de lectura	Profundidad normal y_n (m)	Q_{obs} (l/s)	Ancho b (m)	ΔZ (m)
1	0.045	3.00	0.30	0
2	0.057	5.00		
3	0.075	10.00		
4	0.102	15.30		
5	0.120	19.80		
6	0.150	25.20		

Tabla 5.2. Datos calculados

Profundidad normal y_n (m)	Q_{obs} (l/s)	Q_{obs} (m^3/s)	Ancho b_1 (m)	Caudal unitario q ($m^3/s-m$)	A_1	V_1	Fr	Tipo de flujo	E_1	y_c
0.045	3.00	0.003	0.30	0.010	0.014	0.222	0.334	Subcrítico	0.048	0.022
0.057	5.00	0.005		0.017	0.017	0.292	0.391	Subcrítico	0.061	0.030
0.075	10.00	0.010		0.033	0.023	0.444	0.518	Subcrítico	0.085	0.048
0.102	15.30	0.015		0.051	0.031	0.500	0.500	Subcrítico	0.115	0.064
0.120	19.80	0.020		0.066	0.036	0.550	0.507	Subcrítico	0.135	0.076
0.150	25.20	0.025		0.084	0.045	0.560	0.462	Subcrítico	0.166	0.090

Tabla 5.3. Datos calculados – continuación

Q_{obs} (m^3/s)	E_{min} (m)	Contracción de fondo b_c (m)	Contracción de fondo b_c (cm)	Levantamiento del fondo ΔZ_c (m)	Levantamiento del fondo ΔZ_c (cm)
0.003	0.033	0.170	16.99	0.015	1.50
0.005	0.046	0.193	19.30	0.016	1.56
0.010	0.073	0.236	23.64	0.012	1.25
0.015	0.096	0.231	23.09	0.018	1.84
0.020	0.114	0.233	23.31	0.021	2.10
0.025	0.134	0.219	21.86	0.032	3.16

Según las tablas 5.2 y 5.3 para los caudales evaluados se cumpliría que $16.99\text{ cm} < b_c < 21.86\text{ cm}$, en ese orden de ideas el ancho en la transición de las canaletas Parshall y Venturi debe ser menor que el ancho que produce flujo crítico ($b_{transición} < b_c$) para que se presentará flujo crítico en la sección más estrecha. Para el caso de los vertederos de cresta ancha el levantamiento que produce flujo crítico, para los caudales evaluados, está entre 1.25 y 3.16 cm, alturas que se tienen en cuenta para el diseño de estas estructuras.

Tabla 5.4. Determinación de las ecuaciones de las curvas de energía específica

Q_{obs} (m^3/s)	Ancho b_1 (m)	Caudal unitario q ($m^3/s-m$)	$\frac{q^2}{2g}$	$y^3 - E_1 y^2 + \frac{q^2}{2g}$	y_1 (m)	y_2 (m)	y_3 (m)
0.003	0.30	0.010	0.000005	$y^3 - 0.048 y^2 + 0.000005 = 0$	0.0455	0.0117	-0.0093
0.005		0.017	0.000014	$y^3 - 0.061 y^2 + 0.000014 = 0$	0.0566	0.0180	-0.0136
0.010		0.033	0.000057	$y^3 - 0.085 y^2 + 0.000057 = 0$	0.0748	0.0331	-0.0229
0.015		0.051	0.000133	$y^3 - 0.115 y^2 + 0.000133 = 0$	0.1022	0.0429	-0.0302
0.020		0.066	0.000222	$y^3 - 0.135 y^2 + 0.000222 = 0$	0.1194	0.0515	-0.0360
0.025		0.084	0.000360	$y^3 - 0.166 y^2 + 0.000360 = 0$	0.1500	0.0576	-0.0416

Tabla 5.5. Datos curva de energía específica $Q = 0.003 \text{ m}^3/\text{s}$

y_i (m)	A (m^2)	V (m/s)	E (m)
0.050	0.015	0.200	0.052
0.048	0.014	0.208	0.050
0.046	0.014	0.217	0.048
0.044	0.013	0.227	0.047
0.042	0.013	0.238	0.045
0.040	0.012	0.250	0.043
0.038	0.011	0.263	0.042
0.036	0.011	0.278	0.040
0.034	0.010	0.294	0.039
0.032	0.010	0.313	0.037
0.030	0.009	0.333	0.036
0.028	0.008	0.357	0.035
0.026	0.008	0.385	0.034
0.024	0.007	0.417	0.033
0.022	0.007	0.455	0.033
0.020	0.006	0.500	0.033
0.018	0.005	0.556	0.034
0.016	0.005	0.625	0.036
0.014	0.004	0.714	0.041
0.012	0.004	0.833	0.048
0.010	0.003	1.000	0.062
0.050	0.015	0.200	0.052

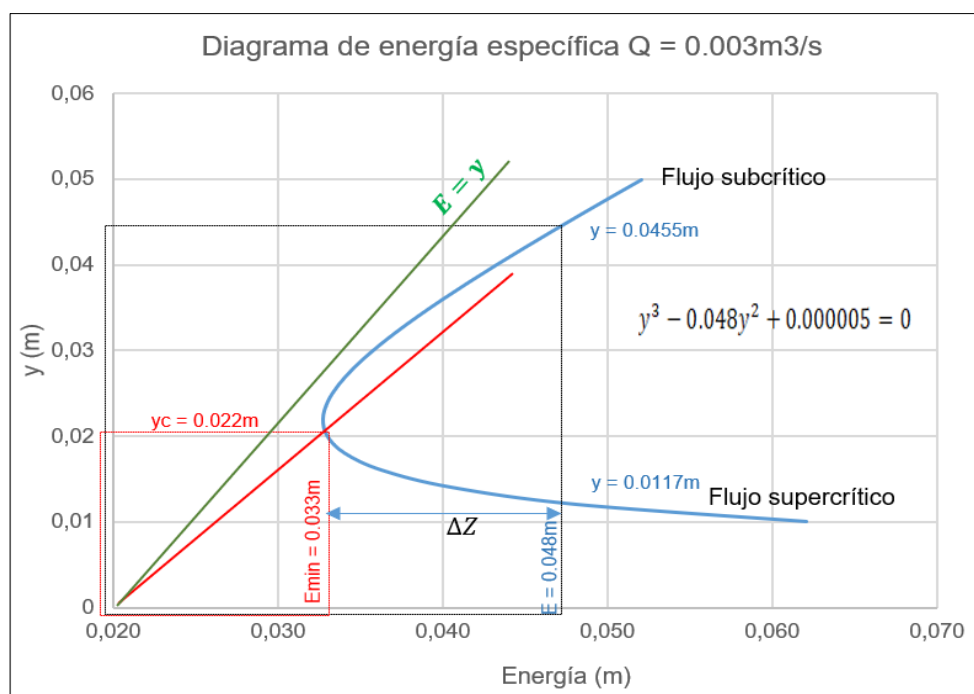


Figura 5.1. Diagrama de energía específica $Q = 0.003 \text{ m}^3/\text{s}$

Tabla 5.6. Datos curva de energía específica $Q = 0.005 \text{ m}^3/\text{s}$

y_i (m)	A (m^2)	V (m/s)	E (m)
0.100	0.0300	0.167	0.101
0.095	0.0285	0.175	0.097
0.090	0.0270	0.185	0.092
0.085	0.0255	0.196	0.087
0.080	0.0240	0.208	0.082
0.060	0.0180	0.278	0.064
0.055	0.0165	0.303	0.060
0.050	0.0150	0.333	0.056
0.045	0.0135	0.370	0.052
0.040	0.0120	0.417	0.049
0.035	0.0105	0.476	0.047
0.030	0.0090	0.556	0.046
0.025	0.0075	0.667	0.048
0.020	0.0060	0.833	0.056
0.015	0.0045	1.111	0.079
0.010	0.0030	1.667	0.155
0.100	0.0300	0.167	0.101
0.095	0.0285	0.175	0.097
0.090	0.0270	0.185	0.092
0.085	0.0255	0.196	0.087

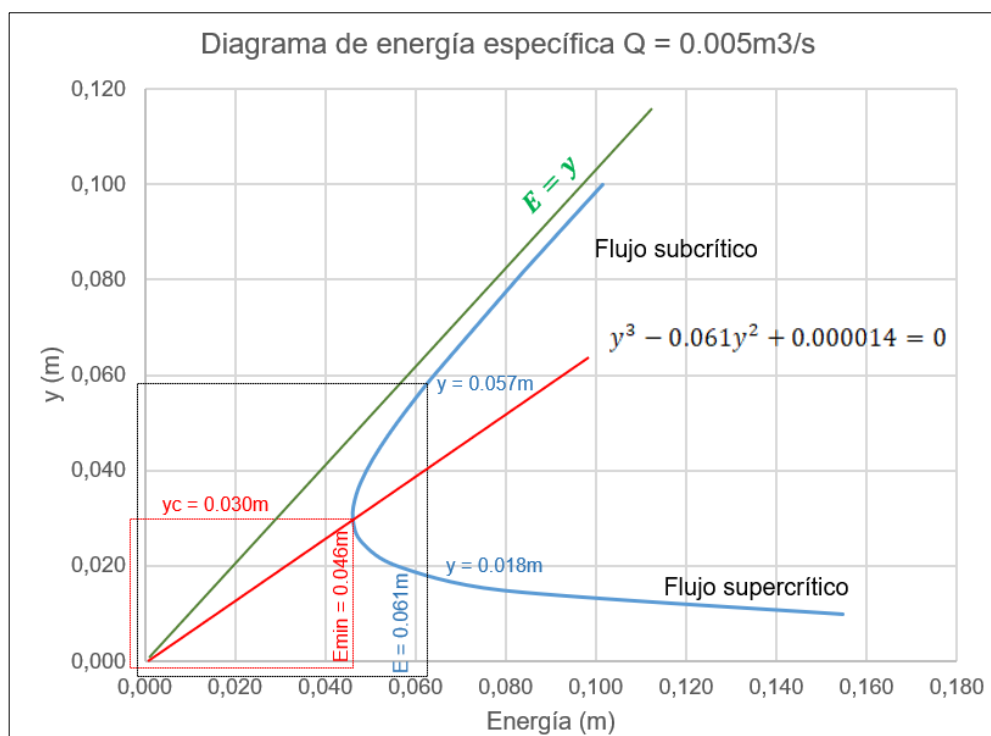


Figura 5.2. Diagrama de energía específica $Q = 0.005 \text{ m}^3/\text{s}$

Tabla 5.7. Datos curva de energía específica $Q = 0.010 \text{ m}^3/\text{s}$

y_i (m)	A (m^2)	V (m/s)	E (m)
0.150	0.0450	0.222	0.153
0.145	0.0435	0.230	0.148
0.140	0.0420	0.238	0.143
0.135	0.0405	0.247	0.138
0.130	0.0390	0.256	0.133
0.125	0.0375	0.267	0.129
0.120	0.0360	0.278	0.124
0.115	0.0345	0.290	0.119
0.110	0.0330	0.303	0.115
0.105	0.0315	0.317	0.110
0.100	0.0300	0.333	0.106
0.095	0.0285	0.351	0.101
0.090	0.0270	0.370	0.097
0.085	0.0255	0.392	0.093
0.080	0.0240	0.417	0.089
0.075	0.0225	0.444	0.085
0.070	0.0210	0.476	0.082
0.065	0.0195	0.513	0.079
0.060	0.0180	0.556	0.076
0.055	0.0165	0.606	0.074
0.050	0.0150	0.667	0.073
0.045	0.0135	0.741	0.074
0.040	0.0120	0.833	0.076
0.035	0.0105	0.952	0.082
0.030	0.0090	1.111	0.094
0.025	0.0075	1.333	0.118
0.020	0.0060	1.667	0.165
0.015	0.0045	2.222	0.272

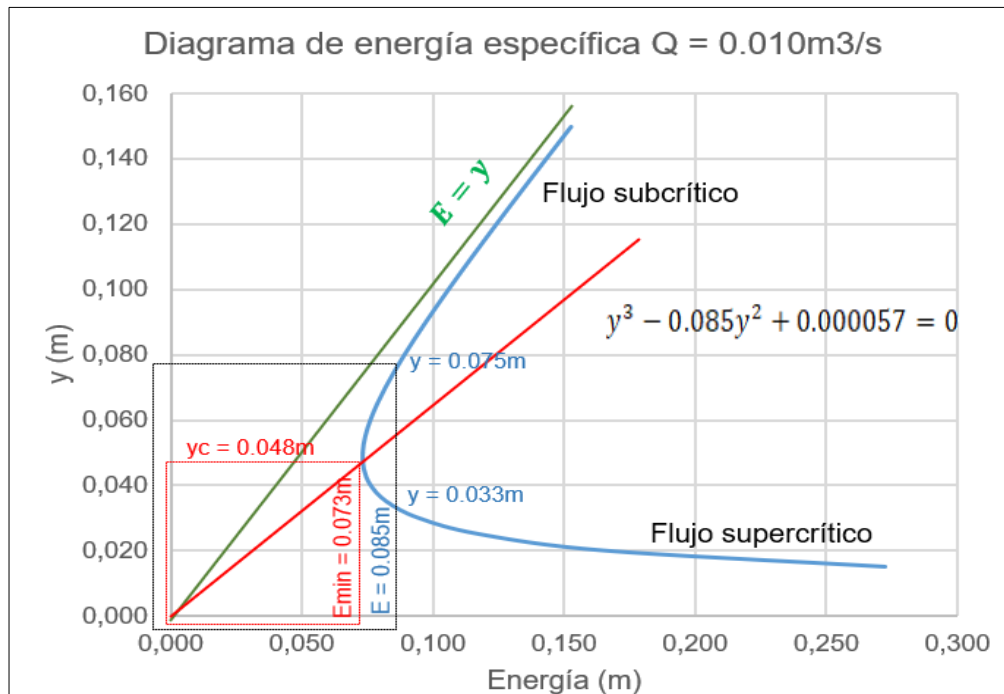


Figura 5.3. Diagrama de energía específica $Q = 0.010 \text{ m}^3/\text{s}$

Tabla 5.8. Datos curva de energía específica $Q = 0.015 \text{ m}^3/\text{s}$

y_i (m)	A (m^2)	V (m/s)	E (m)
0.180	0.0540	0.283	0.184
0.175	0.0525	0.291	0.179
0.170	0.0510	0.300	0.175
0.165	0.0495	0.309	0.170
0.160	0.0480	0.319	0.165
0.155	0.0465	0.329	0.161
0.150	0.0450	0.340	0.156
0.145	0.0435	0.352	0.151
0.140	0.0420	0.364	0.147
0.135	0.0405	0.378	0.142
0.130	0.0390	0.392	0.138
0.125	0.0375	0.408	0.134
0.120	0.0360	0.425	0.129
0.115	0.0345	0.443	0.125
0.110	0.0330	0.464	0.121
0.105	0.0315	0.486	0.117
0.100	0.0300	0.510	0.114
0.095	0.0285	0.537	0.110
0.090	0.0270	0.567	0.107
0.085	0.0255	0.600	0.104
0.080	0.0240	0.638	0.101
0.075	0.0225	0.680	0.099
0.070	0.0210	0.729	0.098
0.065	0.0195	0.785	0.097
0.060	0.0180	0.850	0.098
0.055	0.0165	0.927	0.100
0.050	0.0150	1.020	0.104
0.045	0.0135	1.133	0.112
0.040	0.0120	1.275	0.125
0.035	0.0105	1.457	0.146
0.030	0.0090	1.700	0.181
0.025	0.0075	2.040	0.242

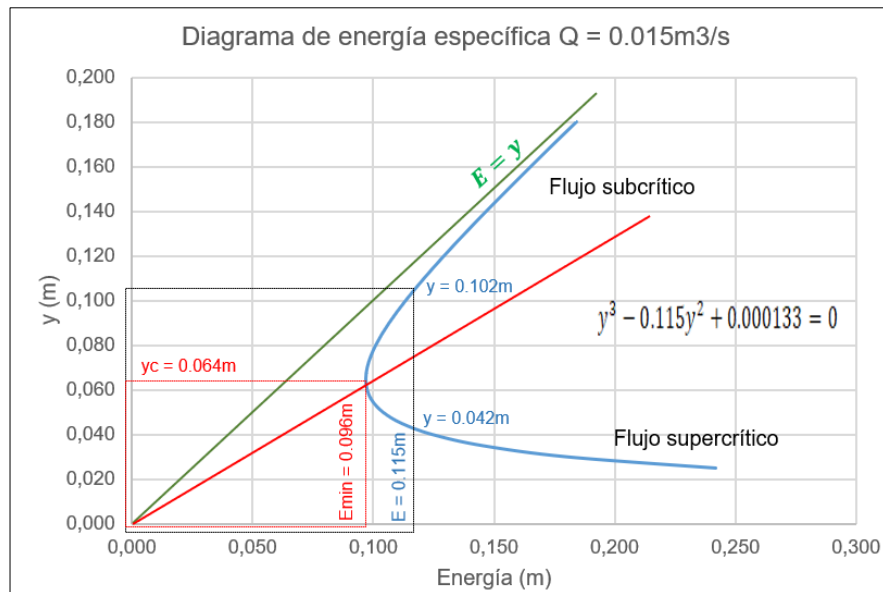


Figura 5.4. Diagrama de energía específica $Q = 0.015 \text{ m}^3/\text{s}$

Tabla 5.9. Cálculo de la curva de energía específica $Q = 0.020 \text{ m}^3/\text{s}$

y_i (m)	A (m^2)	V (m/s)	E (m)
0.185	0.0555	0.357	0.192
0.180	0.0540	0.367	0.187
0.175	0.0525	0.377	0.182
0.170	0.0510	0.388	0.178
0.165	0.0495	0.400	0.173
0.160	0.0480	0.413	0.169
0.155	0.0465	0.426	0.164
0.150	0.0450	0.440	0.160
0.145	0.0435	0.455	0.156
0.140	0.0420	0.471	0.152
0.135	0.0405	0.489	0.147
0.130	0.0390	0.508	0.143
0.125	0.0375	0.528	0.140
0.120	0.0360	0.550	0.136
0.115	0.0345	0.574	0.132
0.110	0.0330	0.600	0.129
0.105	0.0315	0.629	0.126
0.100	0.0300	0.660	0.123
0.095	0.0285	0.695	0.120
0.090	0.0270	0.733	0.118
0.085	0.0255	0.776	0.116
0.080	0.0240	0.825	0.115
0.075	0.0225	0.880	0.115
0.070	0.0210	0.943	0.116
0.065	0.0195	1.015	0.119
0.060	0.0180	1.100	0.123
0.055	0.0165	1.200	0.130
0.050	0.0150	1.320	0.141
0.045	0.0135	1.467	0.157
0.040	0.0120	1.650	0.182
0.035	0.0105	1.886	0.220
0.030	0.0090	2.200	0.282

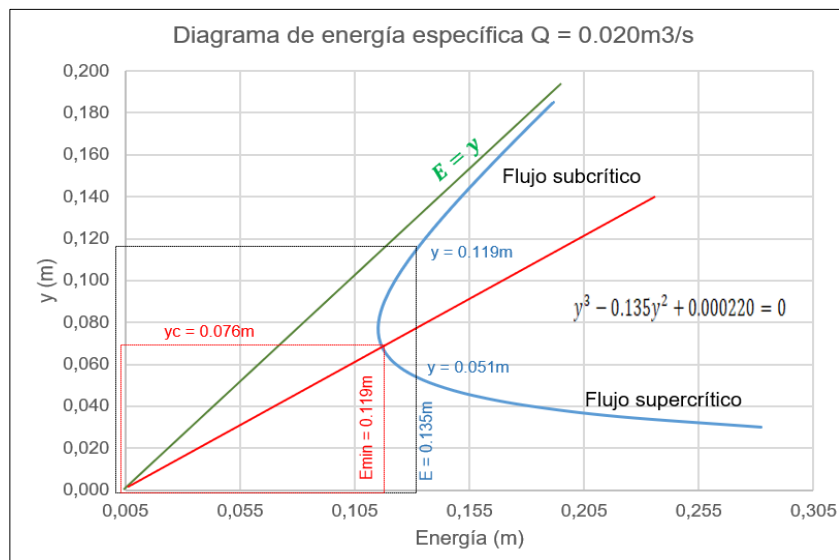


Figura 5.5. Diagrama de energía específica $Q = 0.020 \text{ m}^3/\text{s}$

Tabla 5.10. Cálculo de la curva de energía específica $Q = 0.025 \text{ m}^3/\text{s}$

y_i (m)	A (m^2)	V (m/s)	E (m)
0.165	0.0495	0.509	0.178
0.160	0.0480	0.525	0.174
0.155	0.0465	0.542	0.170
0.150	0.0450	0.560	0.166
0.145	0.0435	0.579	0.162
0.140	0.0420	0.600	0.159
0.135	0.0405	0.622	0.155
0.130	0.0390	0.646	0.152
0.125	0.0375	0.672	0.149
0.120	0.0360	0.700	0.146
0.115	0.0345	0.730	0.143
0.110	0.0330	0.764	0.140
0.105	0.0315	0.800	0.138
0.100	0.0300	0.840	0.137
0.095	0.0285	0.884	0.136
0.090	0.0270	0.933	0.135
0.085	0.0255	0.988	0.136
0.080	0.0240	1.050	0.137
0.075	0.0225	1.120	0.140
0.070	0.0210	1.200	0.145
0.065	0.0195	1.292	0.152
0.060	0.0180	1.400	0.162
0.055	0.0165	1.527	0.176
0.050	0.0150	1.680	0.197
0.045	0.0135	1.867	0.226

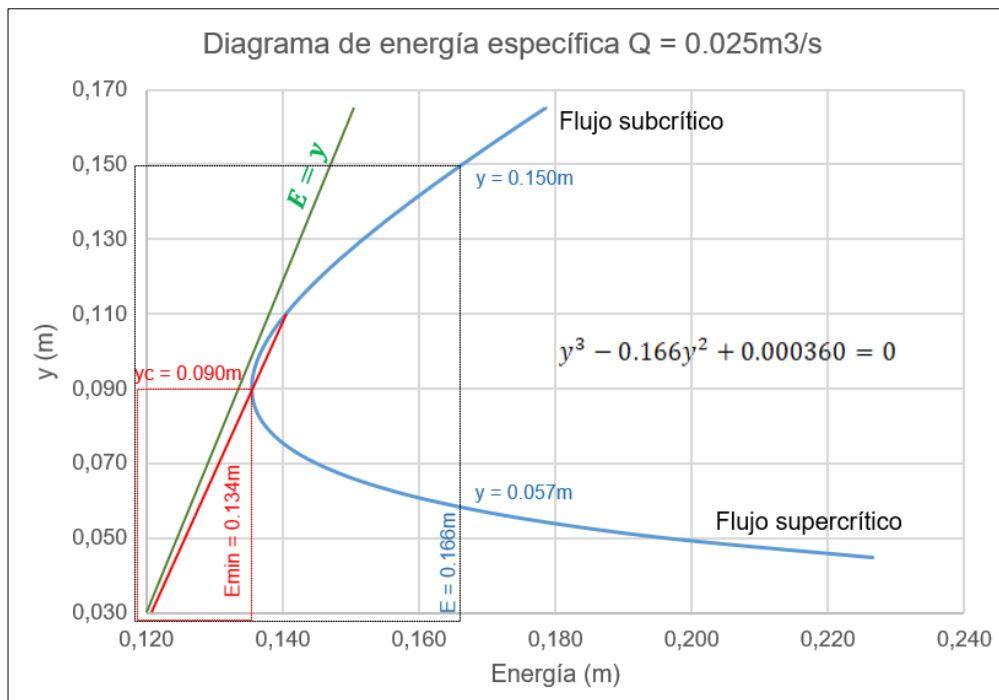


Figura 5.6. Diagrama de energía específica $Q = 0.025 \text{ m}^3/\text{s}$

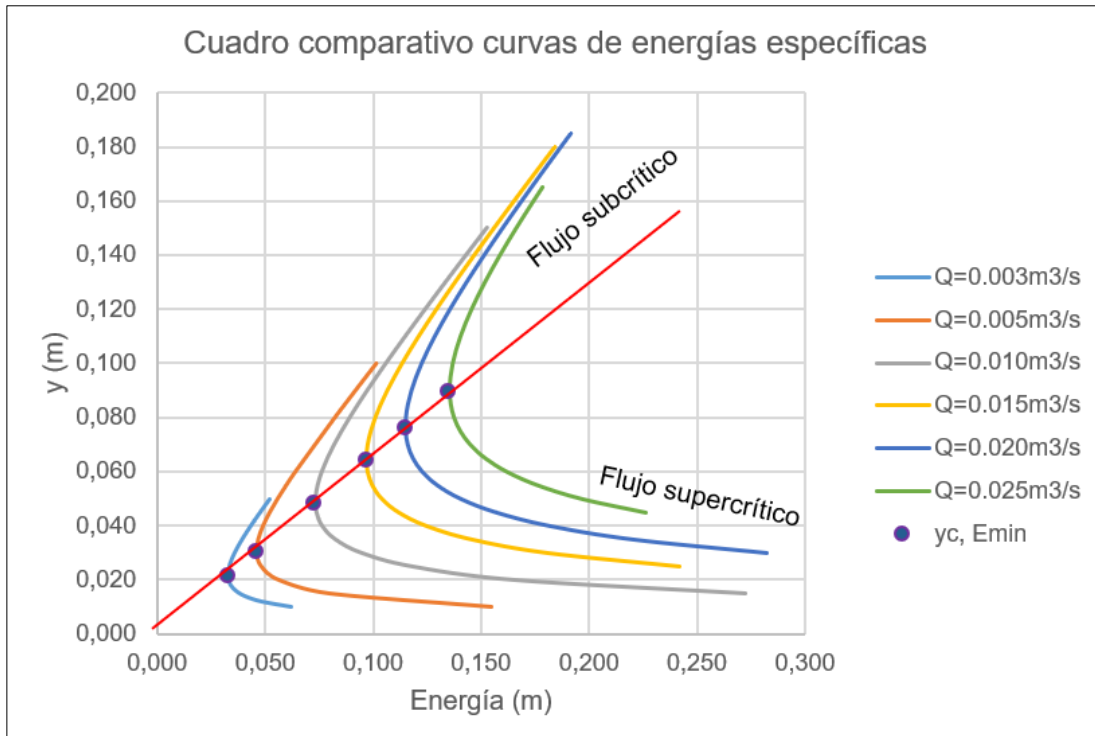


Figura 5.7. Curvas de energías específica – profundidad para diferentes caudales

5.1.1. Vertederos de cresta ancha tipo Crump

Sus dimensiones fueron establecidas conforme a las dimensiones del CPV de la UTCH y que garanticen la estabilidad y firmeza del vertedero. Se construyó en acrílico de 6mm. Este vertedero cuenta con una rampa de entrada con pendiente 1:2, la cual se eleva hasta la cresta del vertedero, luego tiene otra rampa de descenso con pendiente 1:5 hasta la parte final del vertedero. Para estos vertederos se recomienda que la relación entre la carga hidráulica y la altura de la cresta sea menor o igual a 3.5 ($\frac{H}{p} \leq 3.5$) [46].

En las figuras 5.8 y 5.9 se muestran sus dimensiones.

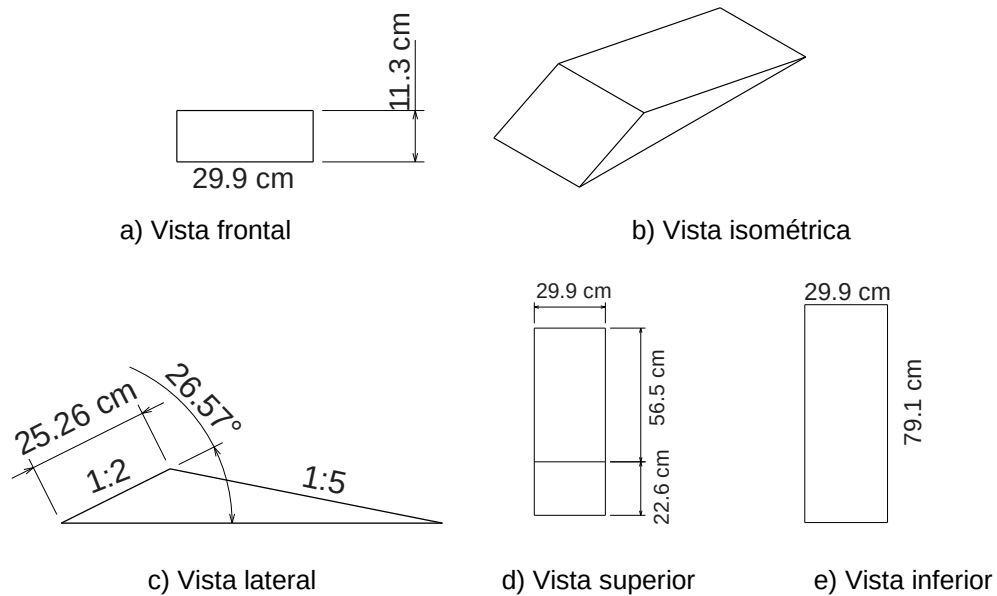


Figura 5.8. Dimensiones vertedero tipo Crump



Figura 5.9. Vertedero tipo Crump construido

5.1.2. Vertedero de pared gruesa

Este vertedero se construyó con base a las dimensiones que tienen en otros laboratorios y que pudieran adaptarse al CPV del laboratorio de hidráulica de la UTCH. Para que este vertedero se comporte como de pared gruesa se debe cumplir que el espesor de la cresta sea mayor que las dos terceras partes de la carga hidráulica ($b \geq \frac{2}{3}H$) o que la relación espesor carga hidráulica esté entre 0.67 y 10 ($0.67 > \frac{e}{H} < 10$). Adicionalmente,

la longitud máxima del espesor de la cresta debe estar alrededor de $15 H$ [12]. Si el vertedero tiene el perfil redondeado el ancho de la cresta debe ser mayor a $1.75H_{max}$, la altura de la cresta debe ser superior a 15cm, el ancho de la cresta deber ser mayor a 30cm y la relación carga altura de la cresta debe ser menor o igual a 1.5 ($\frac{H}{P} \leq 1.5$), finalmente, se sugiere que la carga hidráulica mínima sobre el vertedero debe ser de 6cm [46].

Este vertedero se construyó en acrílico de 6mm y en el centro se lo colocó un material granular para evitar que el flujo lo arrastrara. Sus dimensiones se muestran en las figuras 5.10 y 5.11.

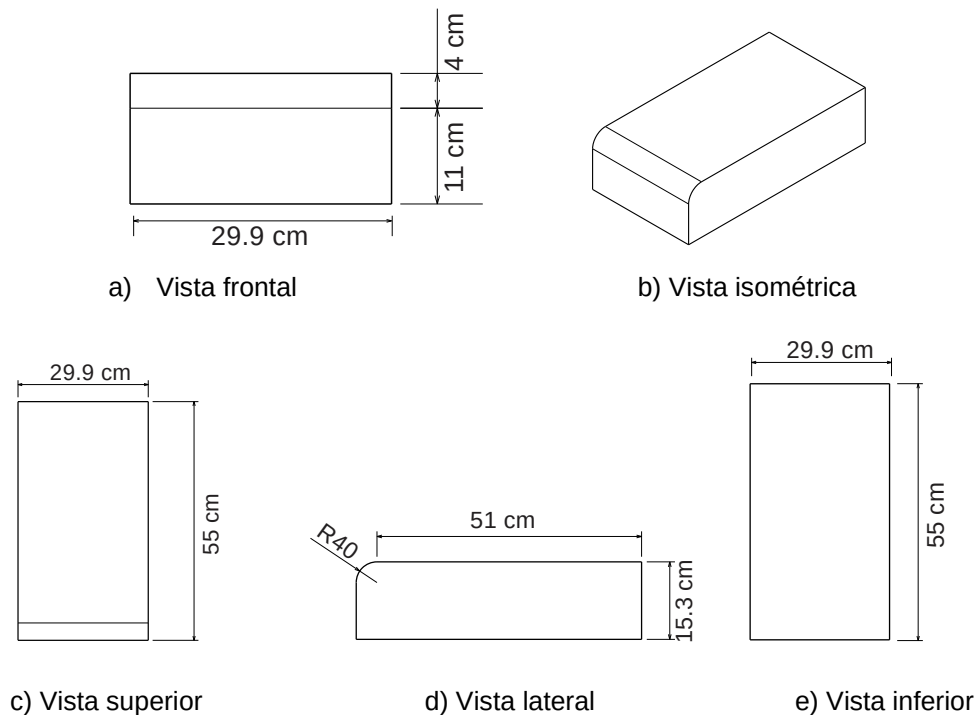


Figura 5.10. Dimensiones vertedero de pared gruesa



Figura 5.11. Vertedero de pared gruesa construido

5.1.3. Vertedero de pared delgada trapecial o Cipolletti

Para el diseño de este vertedero, se tomó como base las medidas del vertedero rectangular con dos contracciones del que se dispone en el laboratorio de hidráulica. El vertedero Cipolletti es un vertedero de contracción con sección transversal en forma de trapecio con taludes laterales 1:4 para compensar los efectos de la contracción debido al aumento de área hidráulica lateral [46]. Para una correcta operación del vertedero Cipolletti se debe cumplir que la carga hidráulica debe ser inferior a $L/3$ y la altura de la cresta debe mayor que el doble de la máxima carga hidráulica sobre el vertedero, el ancho del vertedero debe ser mayor que el doble de la máxima carga hidráulica y la carga debe medirse a una distancia de $4H$ del vertedero. El espesor debe ser menor a los dos tercios de la carga hidráulica ($e < \frac{2}{3}H$). La inclinación del trapecio debe guardar la relación 1:4 [12].

Por lo cual se adoptó como medidas del vertedero trapecial un ancho de cresta de 15 cm, altura y ancho total de 30 cm, el espesor del vertedero es de 1.5 cm. Adicionalmente, el material de construcción del vertedero es acrílico de 15mm, como se muestra en las figuras 5.12 y 5.13.

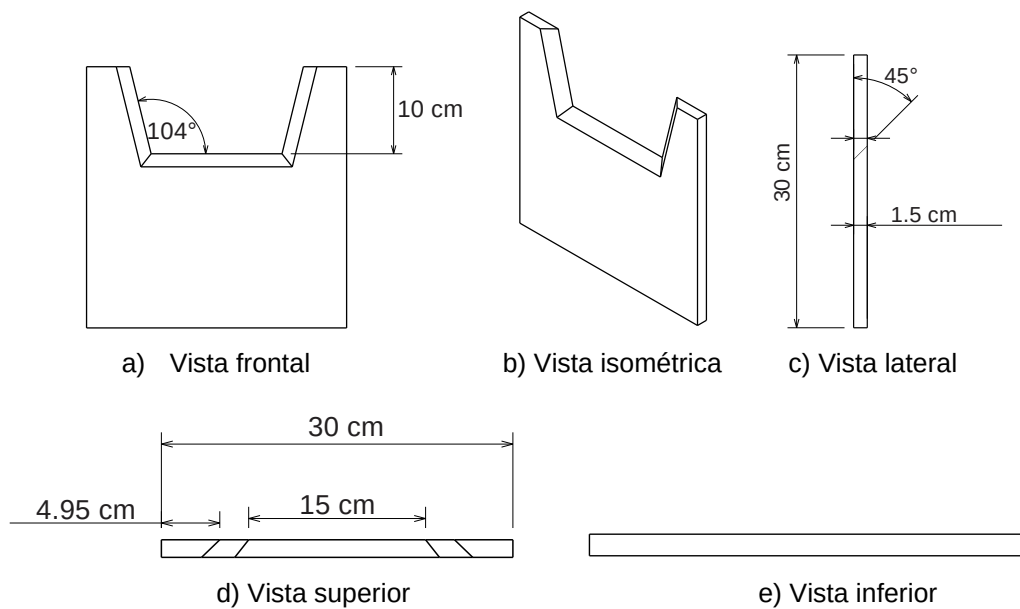


Figura 5.12. Dimensiones vertedero trapecial o Cipolletti

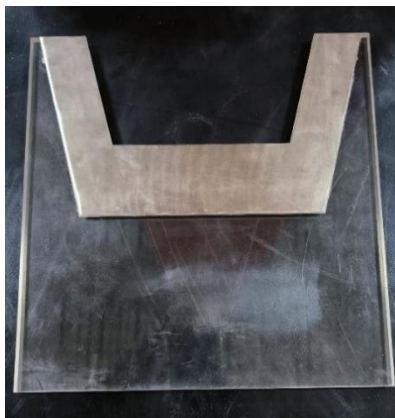


Figura 5.13. Vertedero trapecial o Cipolletti construido

5.1.4. Canal de aforo Venturi

Para el diseño del aforador Venturi se tuvo en cuenta las dimensiones preestablecidas en manuales y/o libros, cálculos realizados en las tablas 5.2 y 5.3 y que además se ajustaran al CPV de la UTCH.

Se construyó en acrílico de 6mm, el ancho de la garganta es de 10 cm, sus demás dimensiones se muestran en la figura 5.14 y 5.15.

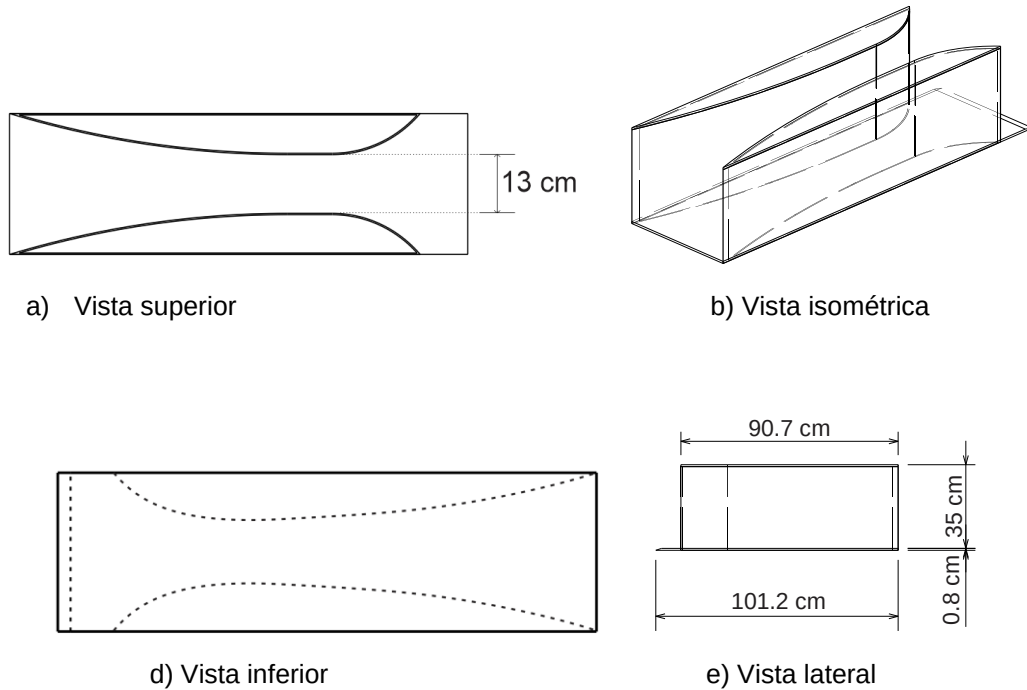


Figura 5.14. Dimensiones canal de aforo Venturi



Figura 5.15. Canal de aforo Venturi construido

5.1.5. Canal de aforo Parshall

Este dispositivo se construyó en acrílico transparente de 6mm, después de consultar sus dimensiones en documentos, cálculos realizados en las tablas 5.2 y 5.3 y que se ajustaran al

CPV del laboratorio de la UTCH. Ver diseño y dimensiones en las figuras 5.16 y 5.17.

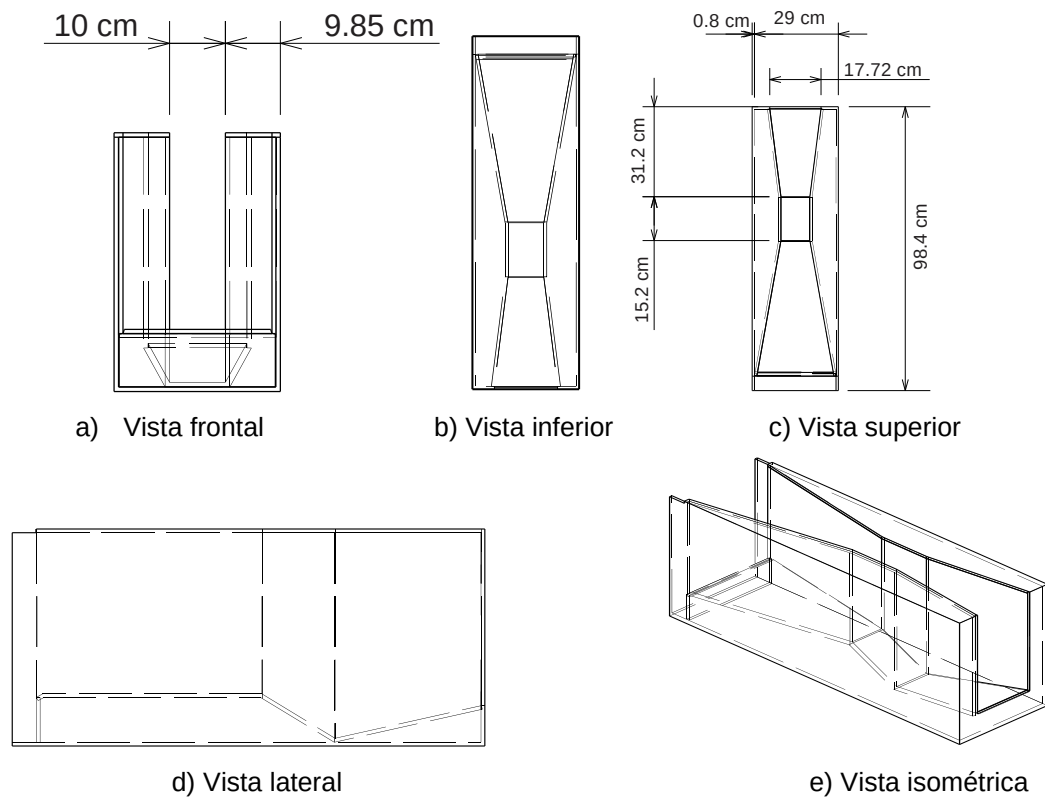


Figura 5.16. Dimensiones canal de aforo Parshall



Figura 5.17. Canal de aforo Parshall construido

5.2. OBSERVACIONES, TOMA DE DATOS, RESULTADOS Y ANÁLISIS DE RESULTADOS

5.2.1. Vertederos de cresta ancha tipo Crump

Los valores correspondientes a los ensayos de este vertedero se muestran en la tabla 5.11.

Tabla 5.11. Registro de datos tomados en el laboratorio vertedero tipo Crump

No de lectura	Carga H (cm)	Q_{obs} (l/s)	Ancho b (cm)	Esquema
1	3.5	5.14	30	
2	4.0	6.65		
3	5.0	9.14		
4	5.6	10.42		
5	5.9	11.75		
6	6.5	13.43		
7	6.9	14.15		
8	8.0	17.09		
9	8.7	19.41		
10	9.0	19.55		

H carga hidráulica, Q_{obs} caudal medido con el caudalímetro, b ancho del vertedero.

Para obtener la ecuación de calibración se realizaron los cálculos registrados en la tabla 5.12, posteriormente se graficaron los valores de X y Y , ver figura 5.18.

Tabla 5.12. Datos calculados vertedero tipo Crump

No.	Carga H (cm)	Caudal observado Q (l/s)	$X = \log H$	$Y = \log Q$	$m = n$	$K = \log^{-1}(b)$
1	3.5	5.14	0.54	0.71	1.4033	0.935
2	4.0	6.65	0.60	0.82		
3	5.0	9.14	0.70	0.96		
4	5.6	10.42	0.75	1.02		
5	5.9	11.75	0.77	1.07		
6	6.5	13.43	0.81	1.13		
7	6.9	14.15	0.84	1.15		
8	8.0	17.09	0.90	1.23		
9	8.7	19.41	0.94	1.29		
10	9.0	19.55	0.95	1.29		

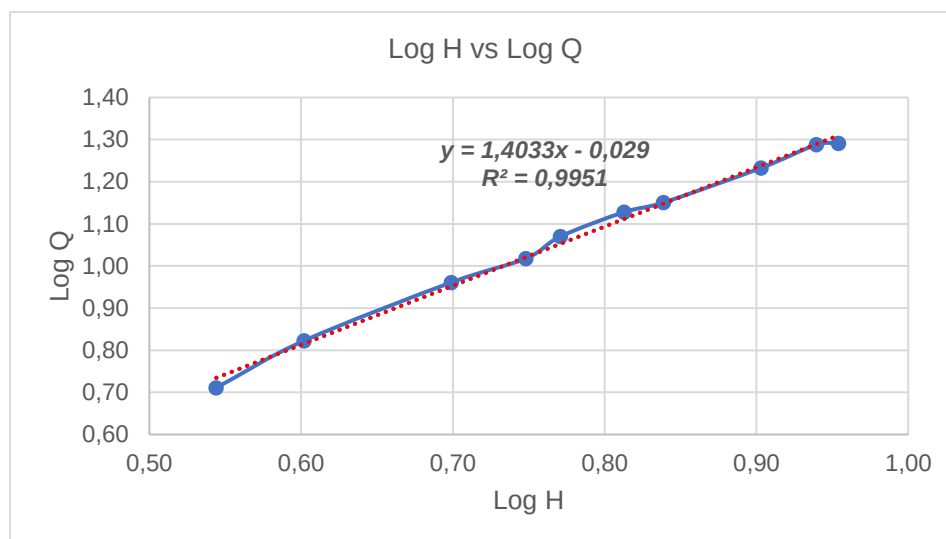


Figura 5.18. Gráfico Log H vs Log Q vertedero tipo Crump

Para determinar la ecuación de calibración correspondiente al modelo $Q = K H^n$, se tuvo en cuenta la ecuación de la línea de tendencia de la recta obtenida en la figura 5.18, la cual obedece a la ecuación $Y = mX + b$, donde $m = n$ y $K = \log^{-1}(b)$, para el caso concreto la ecuación generada para el vertedero tipo Crump es:

$$Q_{gen} = 0.935 H^{1.4033}$$

Posteriormente se calcularon los caudales con la ecuación generada Q_{gen} , el porcentaje de error $\% error$, el caudal teórico Q_{teo} , el coeficiente de descarga C_{di} , el coeficiente de descarga promedio C_{dprom} y el caudal teórico corregido $Q_{teo\ corregido}$, como se indica en las tablas 5.13 y 5.14.

Tabla 5.13. Datos calculados continuación vertedero tipo Crump

Tipo de vertedero: Crump									
No	H (cm)	Q_{obs} (l/s)	Ecuación Empleada $Q_{generado}$ (l/s)	Q_{gen} (l/s)	% error	$Q_{teorico}$ (l/s)	C_{di}	C_{dprom}	$Q_{teo\ corregido}$ (l/s)
1	3.5	5.14	$Q_{gen} = 0.935 H^{1.4033}$	5.43	-5.567	6.15	0.835	0.837	5.15
2	4.0	6.65		6.54	1.588	7.52	0.885		6.29
3	5.0	9.14		8.95	2.069	10.51	0.870		8.80
4	5.6	10.42		10.49	-0.708	12.45	0.837		10.43
5	5.9	11.75		11.29	3.905	13.47	0.873		11.27

Tipo de vertedero: Crump									
No	H (cm)	Q_{obs} (l/s)	Ecuación Empleada $Q_{generado}$ (l/s)	Q_{gen} (l/s)	% error	$Q_{teorico}$ (l/s)	C_{di}	C_{dprom}	$Q_{teo\ corregido}$ (l/s)
6	6.5	13.43		12.93	3.687	15.57	0.863		13.04
7	6.9	14.15		14.07	0.597	17.03	0.831		14.26
8	8.0	17.09		17.31	-1.289	21.26	0.804		17.80
9	8.7	19.41		19.47	-0.323	24.11	0.805		20.19
10	9.0	19.55		20.42	-4.458	25.37	0.771		21.24

H carga hidráulica, Q_{obs} caudal medido con el caudalímetro, Q_{gen} caudal obtenido con la ecuación empleada, $Q_{teorico}$ caudal obtenido con la ecuación teórica, C_{di} coeficiente de descarga para cada lectura, C_{dprom} coeficiente de descarga promedio y $Q_{teo\ corregido}$ caudal obtenido del producto C_{dprom} del y el $Q_{teorico}$

La tabla 5.14, muestra el resumen de los diferentes caudales calculados y la figura 5.19 el gráfico de estos caudales, de igual forma la figura 5.20 indica el perfil de la lámina de agua sobre el vertedero tipo Crump para caudales de 16.43 l/s y 17.4 l/s.

Tabla 5.14. Cuadro comparativo de caudales vertedero tipo Crump

No	H (cm)	$Q_{observado}$ (l/s)	$Q_{generado}$ (l/s)	$Q_{teorico}$ (l/s)	$Q_{teorico\ corregido}$ (l/s)
1	3.5	5.14	5.43	6.15	5.15
2	4.0	6.65	6.54	7.52	6.29
3	5.0	9.14	8.95	10.51	8.80
4	5.6	10.42	10.49	12.45	10.43
5	5.9	11.75	11.29	13.47	11.27
6	6.5	13.43	12.93	15.57	13.04
7	6.9	14.15	14.07	17.03	14.26
8	8.0	17.09	17.31	21.26	17.80
9	8.7	19.41	19.47	24.11	20.19
10	9.0	19.55	20.42	25.37	21.24

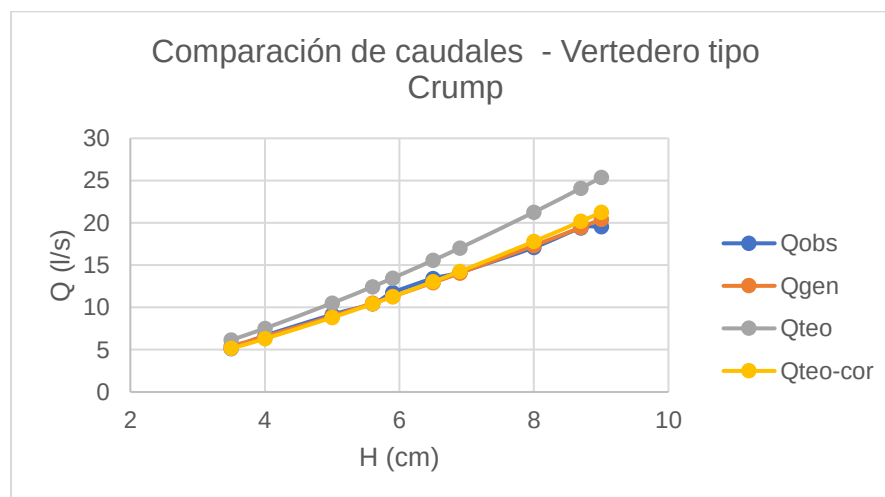


Figura 5.19. Comparación de caudales vertedero tipo Crump

Tabla 5.15. Altura lámina de agua sobre el vertedero tipo Crump

Q (l/s)	Lectura altura lámina de agua sobre el vertedero tipo Crump (cm)																						
17.40	21.0	21.0	20.5	20.5	20.5	20.2	20.0	19.8	19.0	18.0	16.8	15.0	13.0	11.4	10.0	8.4	6.5	5.0	4.5	4.5	4	3.5	3.5
16.43	20.7	20.7	20.7	20.7	20.0	19.9	19.5	18.8	17.4	14.7	12.7	11.0	9.3	8.0	7.0	5.0	3.8	3.8	3.7	3.7	3.5	3.3	3.2

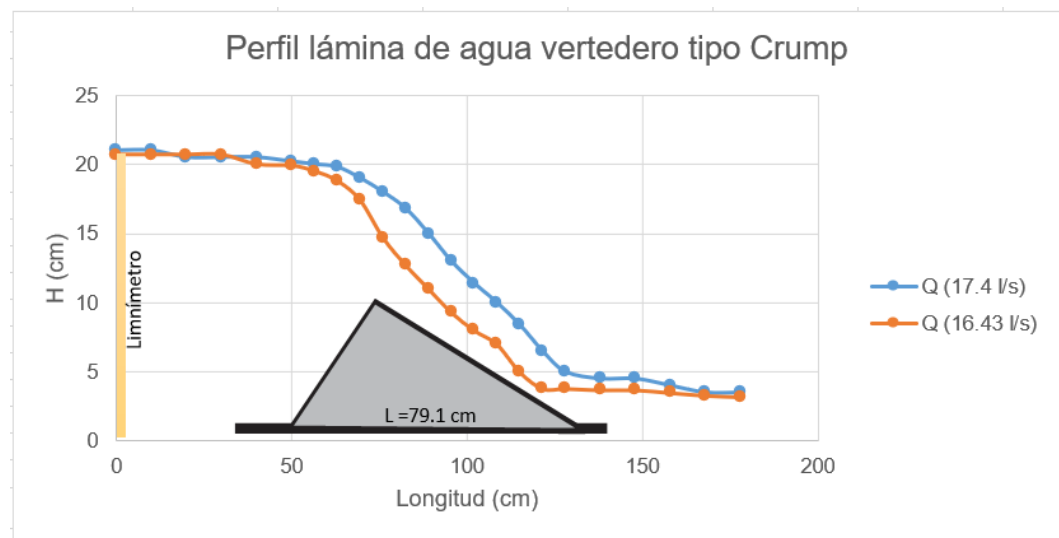


Figura 5.20. Perfil longitudinal de la lámina de agua vertedero tipo Crump

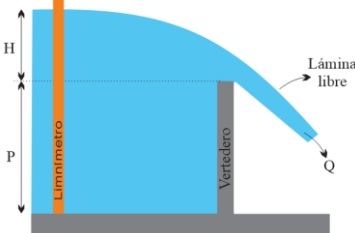
Análisis de resultados:

Al realizar la comparación de caudales por los diferentes métodos se puede detallar que los caudales observados, generados y teóricos corregidos dan como resultados datos aproximados. La ecuación generada para el cálculo del caudal en el vertedero de cresta ancha tipo Crump es $Q = 0.935 H^{1.4033}$.

5.2.2. Vertedero de pared delgada trapecial o Cipolletti

En la tabla 5.16, se consigna los datos de carga hidráulica y caudal tomados en el laboratorio.

Tabla 5.16. Registro de datos tomados en el laboratorio vertedero Cipolletti

No de lectura	Carga H (cm)	Caudal observado Q (l/s)	Longitud L (cm)	Esquema
1	2.5	1.38	14.8	
2	3.5	1.86		
3	4.4	2.69		
4	5.5	3.63		
5	6.1	4.16		
6	7.5	5.40		
7	8.4	6.60		
8	8.9	7.40		
9	9.5	8.36		
10	9.9	8.95		

Con los datos tomados se procedió a la realización de los cálculos para la obtención de la ecuación de calibración y demás valores. Las tablas 5.17 y 5.18, muestran los datos calculados en el vertedero Cipolletti.

Tabla 5.17. Datos calculados vertedero Cipolletti

No.	Carga H (cm)	Caudal observado Q (l/s)	$X = \log H$	$Y = \log Q$	$m = n$	$K = \log^{-1}(b)$
1	2.5	1.38	0.40	0.14	1.3859	0.351
2	3.5	1.86	0.54	0.27		
3	4.4	2.69	0.64	0.43		
4	5.5	3.63	0.74	0.56		

No.	Carga H (cm)	Caudal observado Q (l/s)	$X = \log H$	$Y = \log Q$	$m = n$	$K = \log^{-1}(b)$
5	6.1	4.16	0.79	0.62		
6	7.5	5.40	0.88	0.73		
7	8.4	6.60	0.92	0.82		
8	8.9	7.40	0.95	0.87		
9	9.5	8.36	0.98	0.92		
10	9.9	8.95	1.00	0.95		

Con los valores de H y Q, se estableció la línea de tendencia y se obtuvo la ecuación de la recta como se indica en la figura 5.21.

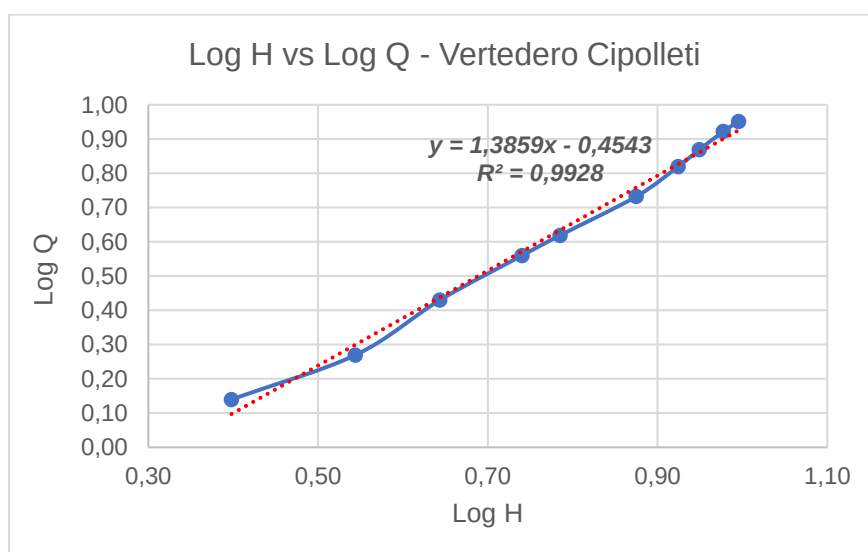


Figura 5.21. Gráfico Log H vs Log Q vertedero Cipolletti

De acuerdo con los cálculos realizados, la ecuación de calibración del vertedero Cipolletti es:

$$Q_{gen} = 0.351 H^{1.386}$$

Tabla 5.18. Datos calculados vertedero Cipolletti - continuación

Tipo de vertedero: Cipolletti									
No	Q_{obs} (l/s)	H (cm)	Ecuación Empleada Q_{gen}	$Q_{generado}$ (l/s)	% error	$Q_{teorico}$ (l/s)	C_{di}	C_{dprom}	$Q_{teo\ corregido}$ (l/s)
1	1.38	2.5	$Q_{gen} = 0.351 H^{1.386}$	1.25	9.359	1.09	1.27	1.04	1.13
2	1.86	3.5		1.99	-7.204	1.80	1.03		1.88
3	2.69	4.4		2.74	-1.791	2.54	1.06		2.65
4	3.63	5.5		3.73	-2.769	3.55	1.02		3.70

Tipo de vertedero: Cipolletti									
No	Q_{obs} (l/s)	H (cm)	Ecuación Empleada Q_{gen}	$Q_{generado}$ (l/s)	% error	$Q_{teorico}$ (l/s)	C_{di}	C_{dprom}	$Q_{teo\ corregido}$ (l/s)
5	4.16	6.1		4.31	-3.513	4.15	1.00		4.32
6	5.40	7.5		5.73	-6.183	5.65	0.96		5.89
7	6.60	8.4		6.71	-1.652	6.70	0.98		6.98
8	7.40	8.9		7.27	1.774	7.31	1.01		7.61
9	8.36	9.5		7.96	4.825	8.06	1.04		8.40
10	8.95	9.9		8.42	5.870	8.57	1.04		8.93

H carga hidráulica, Q_{obs} caudal medido con el caudalímetro, Q_{gen} caudal obtenido con la ecuación empleada, $Q_{teorico}$ caudal obtenido con la ecuación teórica, C_{di} coeficiente de descarga para cada lectura, C_{dprom} coeficiente de descarga promedio y $Q_{teo\ corregido}$ caudal obtenido del producto C_{dprom} del y el $Q_{teorico}$

La tabla 5.19 muestra el resumen comparativo de caudales y la figura 5.22 la comparación de los caudales observado, generado, teórico y teórico corregido.

Tabla 5.19. Cuadro comparativo de caudales vertedero Cipolletti

No	H (cm)	$Q_{observado}$ (l/s)	$Q_{generado}$ (l/s)	$Q_{teorico}$ (l/s)	$Q_{teo\ corregido}$ (l/s)
1	2.5	1.38	1.25	1.09	1.13
2	3.5	1.86	1.99	1.80	1.88
3	4.4	2.69	2.74	2.54	2.65
4	5.5	3.63	3.73	3.55	3.70
5	6.1	4.16	4.31	4.15	4.32
6	7.5	5.4	5.73	5.65	5.89
7	8.4	6.6	6.71	6.70	6.98
8	8.9	7.4	7.27	7.31	7.61
9	9.5	8.36	7.96	8.06	8.40
10	9.9	8.95	8.42	8.57	8.93

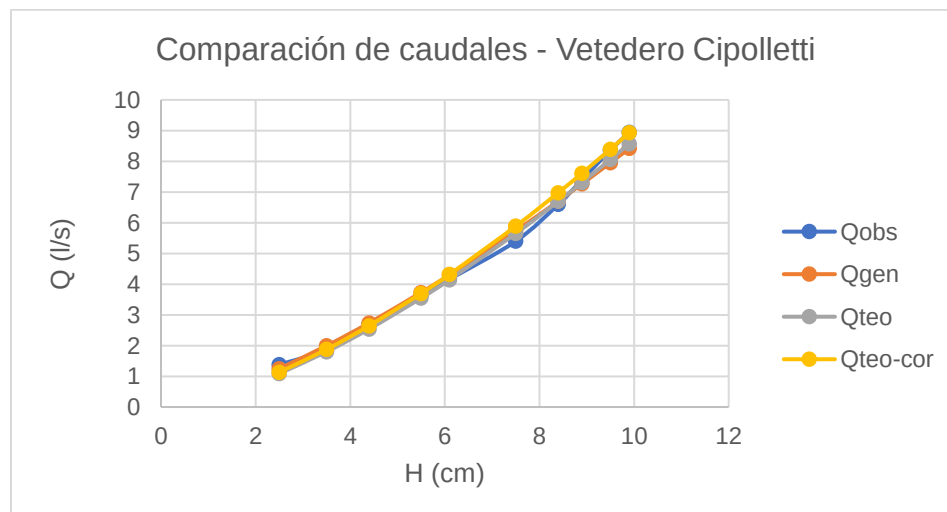


Figura 5.22. Comparación de caudales vertedero Cipolletti

Análisis de resultados:

De acuerdo con los cálculos realizados, la ecuación de calibración para el vertedero Cipolletti es $Q_{gen} = 0.351 H^{1.386}$. Adicionalmente, según la figura 5.22 y la tabla 5.19, los valores de caudales son aproximados tienen un alto grado de coincidencia. El R^2 de 0.9928, implica una mayor correlación entre los valores. Al comparar el porcentaje de error, en la mayoría de los casos fue inferior al 5 %.

5.2.3. Vertedero rectangular de pared gruesa

Los valores tomados en la práctica realizada se consignan en las tablas 5.20 y 5.21.

Tabla 5.20. Datos tomados laboratorio vertedero rectangular de pared gruesa

No de lectura	Carga H (cm)	Caudal observado Q (l/s)	Ancho b (cm)	Esquema
1	3.70	2.39	30	
2	4.20	2.96		
3	4.60	3.65		
4	5.20	4.5		
5	5.70	5.28		
6	6.00	5.9		
7	6.20	6.65		
8	6.80	7.61		
9	7.40	8.79		
10	7.60	9.11		

Tabla 5.21. Altura lámina de agua sobre el vertedero rectangular de pared gruesa

Caudal observado Q (l/s)	Lectura altura lámina de agua sobre el vertedero									
9.11	7.6	7.2	6.4	5.6	5.6	5.4	4.9	4.7	4.5	3.6
8.79	7.4	6.7	6.0	5.4	5.4	5.2	4.7	4.6	4.5	3.5

Tabla 5.22. Datos calculados vertedero rectangular de pared gruesa

No.	Carga H (cm)	Q_{obs} (l/s)	$X = \log H$	$Y = \log Q$	$m = n$	$K = \log^{-1}(b)$
1	3.7	2390	0.57	0.38	1.894	0.200
2	4.2	2960	0.62	0.47		
3	4.6	3650	0.66	0.56		
4	5.2	4500	0.72	0.65		
5	5.7	5280	0.76	0.72		
6	6.0	5900	0.78	0.77		
7	6.2	6650	0.79	0.82		
8	6.8	7610	0.83	0.88		
9	7.4	8790	0.87	0.94		
10	7.6	9110	0.88	0.96		

Con los valores de X y Y graficados, se estableció la línea de tendencia como se muestra en la figura 5.23.

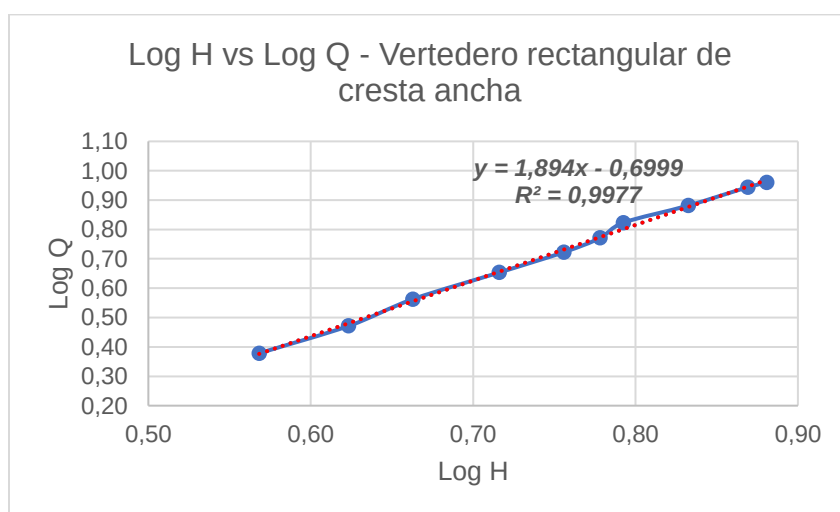


Figura 5.23. Gráfico Log H vs Log Q vertedero rectangular de cresta ancha

A partir de la ecuación de la recta obtenida en la figura 5.23, la ecuación de calibración para el vertedero rectangular de cresta ancha es:

$$Q_{gen} = 0.200 H^{1.894}$$

En las tablas 5.22, 5.23 y 5.24 se indican el resumen de los cálculos realizados, en la figura 5.28 muestra el cuadro comparativo de los caudales. Además, el perfil de la lámina de agua en el vertedero

rectangular de cresta ancha, para caudales de 9.11 l/s y 8.79 l/s, se puede observar en la figura 5.24.

Tabla 5.23. Registro de datos calculados vertedero rectangular de cresta ancha

Tipo de vertedero: rectangular de cresta ancha									
No	Q_{obs} (l/s)	H (cm)	Ecuación Empleada Q_{gen}	Q_{gen} (l/s)	% error	$Q_{teorico}$ (l/s)	C_{di}	C_{dprom}	$Q_{teo\ corregido}$ (l/s)
1	2.39	3.7	$Q_{gen} = 0.200 H^{1.894}$	2.38	0.488	3.63	0.66	0.775	2.81
2	2.96	4.2		3.02	-2.151	4.39	0.67		3.40
3	3.65	4.6		3.59	1.583	5.03	0.73		3.90
4	4.50	5.2		4.53	-0.693	6.05	0.74		4.68
5	5.28	5.7		5.39	-2.116	6.94	0.76		5.38
6	5.90	6.0		5.94	-0.709	7.50	0.79		5.81
7	6.65	6.2		6.32	4.925	7.87	0.84		6.10
8	7.61	6.8		7.53	1.034	9.04	0.84		7.00
9	8.79	7.4		8.84	-0.562	10.27	0.86		7.95
10	9.11	7.6		9.30	-2.057	10.69	0.85		8.28

H carga hidráulica, Q_{obs} caudal medido con el caudalímetro, Q_{gen} caudal obtenido con la ecuación empleada, $Q_{teorico}$ caudal obtenido con la ecuación teórica, C_{di} coeficiente de descarga para cada lectura, C_{dprom} coeficiente de descarga promedio y $Q_{teo\ corregido}$ caudal obtenido del producto C_{dprom} del y el $Q_{teorico}$

Tabla 5.24. Cuadro comparativo de caudales rectangular de pared gruesa

No	H (cm)	Q_{obs} (l/s)	Q_{gen} (l/s)	$Q_{teorico}$ (l/s)	$Q_{teo\ corregido}$ (l/s)
1	3.7	2.39	2.38	3.63	2.81
2	4.2	2.96	3.02	4.39	3.40
3	4.6	3.65	3.59	5.03	3.90
4	5.2	4.50	4.53	6.05	4.68
5	5.7	5.28	5.39	6.94	5.38
6	6.0	5.90	5.94	7.50	5.81
7	6.2	6.65	6.32	7.87	6.10
8	6.8	7.61	7.53	9.04	7.00
9	7.4	8.79	8.84	10.27	7.95
10	7.6	9.11	9.30	10.69	8.28

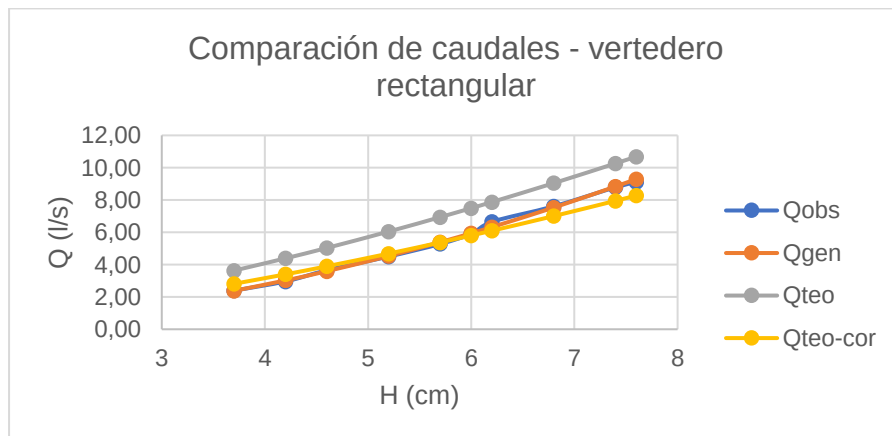


Figura 5.24. Comparación de caudales – vertedero rectangular de cresta ancha

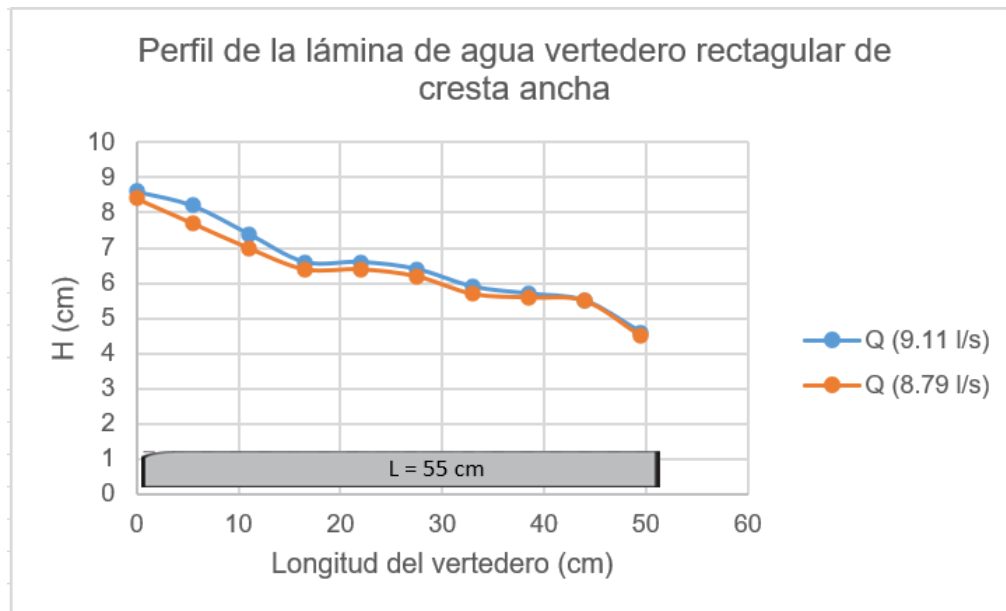


Figura 5.25. Perfil de la lámina de agua sobre el vertedero rectangular de cresta ancha

Análisis de resultados:

La ecuación generada para el cálculo del caudal en este vertedero es $Q_{gen} = 0.200H^{1.894}$ y el grado de correlación es de 0.9977. Como se muestra en la figura 5.25, el perfil de la lámina de agua del vertedero rectangular de cresta ancha, para ambos caudales (9.11 l/s y 8.79 l/s) coincide con los tabulados en los libros.

5.2.4. Canal de aforo Venturi

Para el desarrollo de la práctica se tomaron los valores consignados en la tabla 5.25. En la tabla 5.26, se indican los cálculos realizados para obtener la ecuación de calibración a partir de la generada con la línea de tendencia, ver figura 5.26.

Tabla 5.25. Registro de datos tomados en el laboratorio canal Venturi

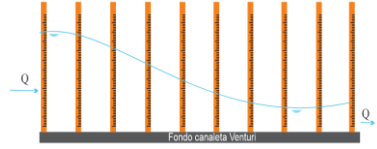
H (cm)	Distancia (cm)	W_i (cm)	Z_1 (cm)	Z_2 (cm)	L_{canal} (cm)	Q_{obs} (l/s)	S_o	Esquema
7.1	0	30.0	119	115	297	4.07	0.0134	
7.9	10	25.0				5.37		
8.9	20	20.0				6.33		
9.7	30	16.5				7.1		
10.7	40	14.0				8.08		
11.7	50	13.0				9.31		
12.5	60	12.5				10.00		
13.5	70	12.0				11.15		
14.3	80	15.0				12.23		
15.3	90	19.0				13.48		

Tabla 5.26. Datos calculados canal Venturi

No.	Carga H (cm)	Q_{obs} (l/s)	$X = \log H$	$Y = \log Q$	$m = n$	$K = \log^{-1}(b)$
1	7.1	4.07	0.85	0.61	1.474	0.244
2	7.9	5.37	0.90	0.73		
3	8.9	6.33	0.95	0.80		
4	9.7	7.1	0.99	0.85		
5	10.7	8.08	1.03	0.91		
6	11.7	9.31	1.07	0.97		
7	12.5	10.00	1.10	1.00		
8	13.5	11.15	1.13	1.05		
9	14.3	12.23	1.16	1.09		
10	15.3	13.48	1.18	1.13		

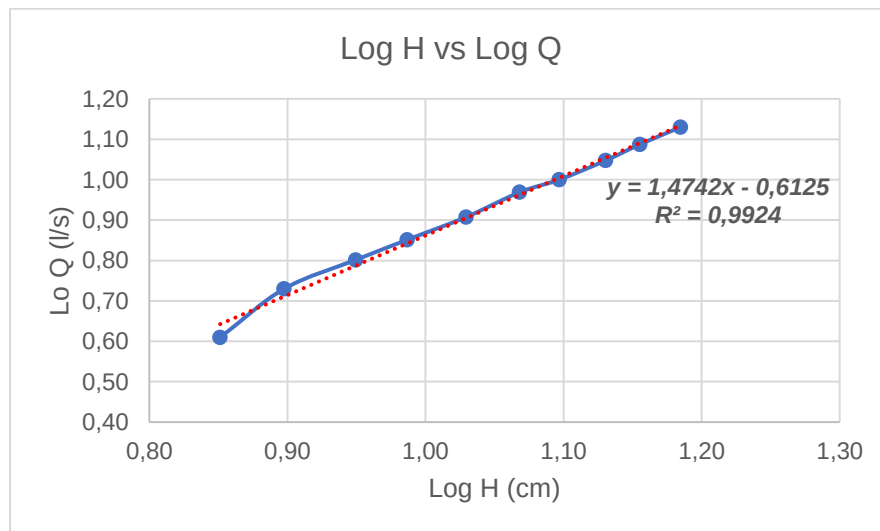


Figura 5.26. Gráfico Log H vs Log Q canaleta Venturi

De acuerdo con los cálculos realizados, la ecuación de calibración de la canaleta Venturi es:

$$Q_{gen} = 0.244 H^{1.4742}$$

La tabla 5.27 muestra los cálculos realizados y la tabla 5.28 el resumen comparativo de caudales y la figura 5.27 la comparación de los caudales observado, generado, teórico y teórico corregido. Finalmente, la figura 5.28 muestra el perfil de la lámina en la canaleta Venturi para los caudales de 4.07 l/s y 5.37 l/s.

Tabla 5.27. Registro de datos calculados canal Venturi - continuación

<i>H</i> (cm)	<i>Q_{obs}</i> (l/s)	<i>Ecuación generada</i> (l/s)	<i>Q_{gen}</i> (l/s)	% <i>E</i>	<i>Coefficiente de corrección</i> μ	<i>Q_{teorico}</i> (l/s)	<i>C_{di}</i>	<i>C_{dprom}</i>	<i>Q_{teo corregido}</i> (l/s)
7.1	4.07	$Q_{gen} = 0.244 H^{1.4742}$	4.39	-7.853	0.38022	4.14	0.98	1.048	4.34
7.9	5.37		5.14	4.323	0.38028	4.86	1.10		5.10
8.9	6.33		6.12	3.242	0.38039	5.82	1.09		6.10
9.7	7.10		6.95	2.064	0.38052	6.62	1.07		6.94
10.7	8.08		8.04	0.550	0.38066	7.67	1.05		8.04
11.7	9.31		9.17	1.538	0.38070	8.77	1.06		9.20
12.5	10.00		10.11	-1.057	0.38071	9.69	1.03		10.15
13.5	11.15		11.32	-1.523	0.38071	10.87	1.03		11.40
14.3	12.23		12.32	-0.756	0.38043	11.84	1.03		12.42
15.3	13.48		13.61	-0.991	0.38025	13.10	1.03		13.73

H carga hidráulica, *Q_{obs}* caudal medido con el caudalímetro, *Q_{gen}* caudal obtenido con la ecuación empleada, *Q_{teorico}* caudal obtenido con la ecuación teórica, *C_{di}* coeficiente de descarga para cada lectura, *C_{dprom}* coeficiente de descarga promedio y *Q_{teo corregido}* caudal obtenido del producto *C_{dprom}* del y el *Q_{teorico}*

Tabla 5.28. Cuadro comparativo de caudales canal Venturi

<i>No</i>	<i>H</i> (cm)	<i>Q_{obs}</i> (l/s)	<i>Q_{gen}</i> (l/s)	<i>Q_{teorico}</i> (l/s)	<i>Q_{teo corregido}</i> (l/s)
1	7.1	4.07	4.39	4.14	4.34
2	7.9	5.37	5.14	4.86	5.10
3	8.9	6.33	6.12	5.82	6.10
4	9.7	7.10	6.95	6.62	6.94
5	10.7	8.08	8.04	7.67	8.04
6	11.7	9.31	9.17	8.77	9.20
7	12.5	10.00	10.11	9.69	10.15
8	13.5	11.15	11.32	10.87	11.40
9	14.3	12.23	12.32	11.84	12.42
10	15.3	13.48	13.61	13.10	13.73

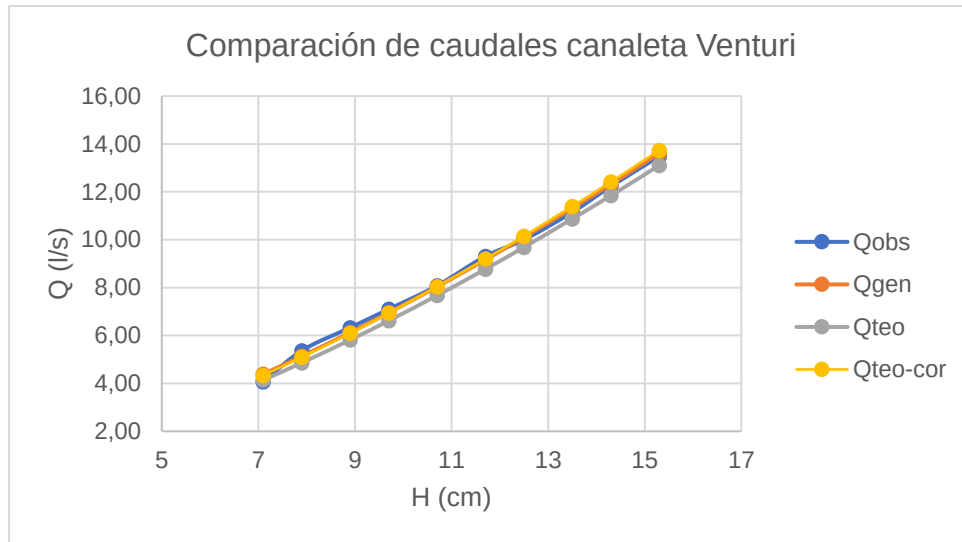


Figura 5.27. Comparación de caudales canaleta Venturi

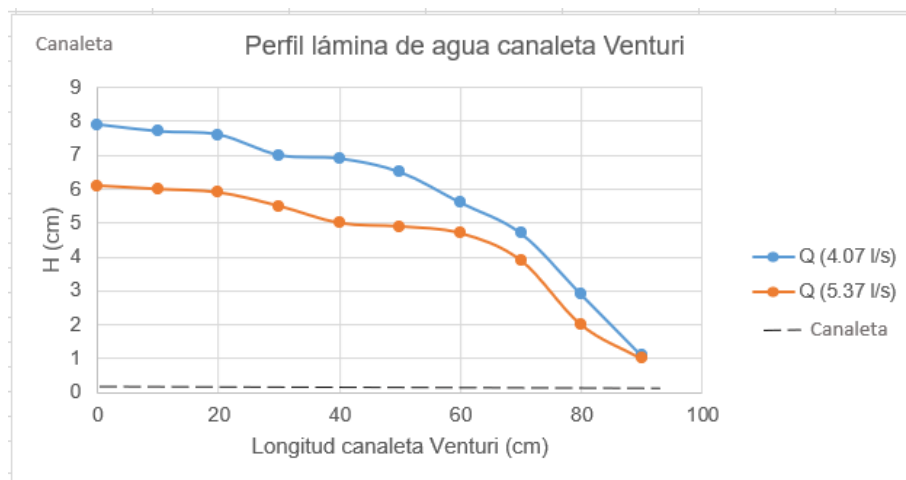


Figura 5.28. Perfil de la lámina de agua en la canaleta Venturi

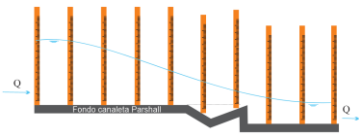
Análisis de resultados:

Los cuatro caudales graficados tienen un alto grado de coincidencia. La ecuación generada para esta canaleta está definida por $Q_{gen} = 0.244 H^{1.4742}$. En la mayoría de los cálculos, el porcentaje de error está por debajo del 5 %.

5.2.5. Canal de aforo Parshall

Los ensayos realizados corresponden a una canaleta construida la cual presenta un levantamiento abrupto a la entrada de 10cm. En esta práctica se tomaron los datos registrados en la tabla 5.29.

Tabla 5.29. Registro de datos tomados en el laboratorio canal Parshall

H (cm)	Distancia (cm)	W_i (cm)	Z_1 (cm)	Z_2 (cm)	L_{canal} (cm)	Q_{obs} (l/s)	S_o	Esquema
5.4	0	27.5				3.05		
6.0	10	23.0				3.8		
6.5	20	19.0				4.24		
7.3	42	11.0				4.96		
8.4	52	11.0	128.5	122	244	6.13	0.0266	
8.8	62	11.0				6.7		
9.2	75	14.0				7.25		
9.8	89	17.5				8.22		
10.6	92	17.5				9.15		
11.5	100	17.5				10.29		

En la tabla 5.30 se indica los cálculos realizados para obtener la ecuación de calibración a partir de la ecuación de la línea de tendencia de la figura 5.29.

Tabla 5.30. Datos calculados canal Parshall

No.	Carga H (cm)	Q_{obs} (l/s)	$X = \log H$	$Y = \log Q$	$m = n$	$K = \log^{-1}(b)$
1	5.4	3.05	0.73	0.48	1.588	0.214
2	6.0	3.80	0.78	0.58		
3	6.5	4.24	0.81	0.63		
4	7.3	4.96	0.86	0.70		
5	8.4	6.13	0.92	0.79		
6	8.8	6.70	0.94	0.83		
7	9.2	7.25	0.96	0.86		
8	9.8	8.22	0.99	0.91		
9	10.6	9.15	1.03	0.96		
10	11.5	10.29	1.06	1.01		

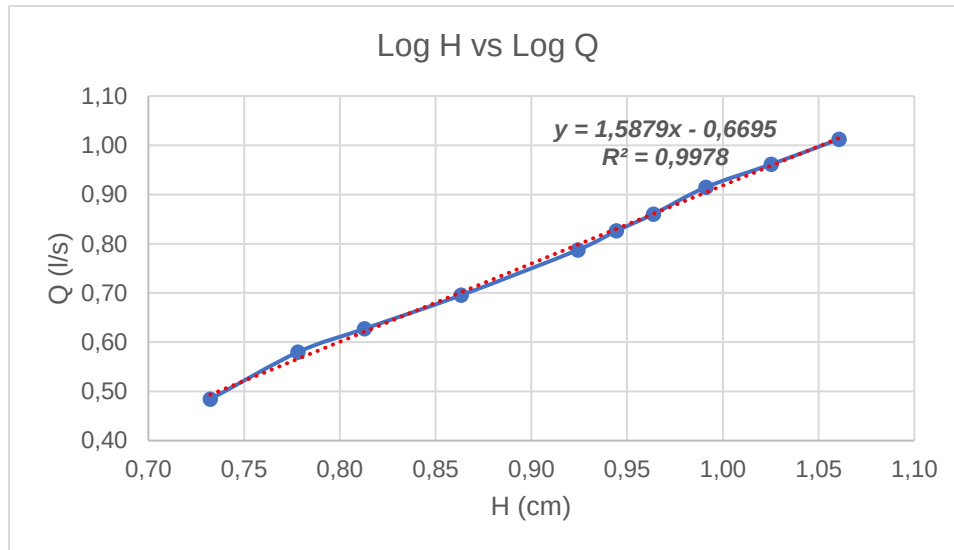


Figura 5.29. Gráfico Log H vs Log Q canaleta Parshall

De acuerdo con los cálculos realizados, la ecuación de calibración de la canaleta Parshall es:

$$Q_{gen} = 0.214 H^{1.588}$$

La tabla 5.31 muestra los cálculos realizados y la tabla 5.32 el resumen comparativo de caudales y la figura 5.30 la comparación de los caudales observado, generado, teórico (de acuerdo con la tabla 2.11) y teórico corregido. Finalmente, la figura 5.31 muestra el perfil de la lámina en la canaleta Parshall para los caudales de 10.29 l/s y 8.28 l/s.

Tabla 5.31. Registro de datos calculados canal Parshall – continuación

<i>H</i> (cm)	<i>Q_{obs}</i> (l/s)	<i>Ecuación generada</i> (l/s)	<i>Q_{gen}</i> (l/s)	% <i>E</i>	<i>Q_{teorico}</i> (l/s)	<i>C_{di}</i>	<i>C_{dprom}</i>	<i>Q_{teo cor}</i> (l/s)	<i>Hb</i> (cm)	<i>Sumer gencia</i>
5.4	3.05	$Q_{gen} = 0.214 H^{1.588}$	3.12	-2.133	3.38	0.90	0.933	3.15	2.9	0.54
6.0	3.80		3.68	3.096	3.98	0.95		3.71	3.4	0.57
6.5	4.24		4.18	1.381	4.51	0.94		4.21	3.8	0.58
7.3	4.96		5.03	-1.365	5.40	0.92		5.04	4.5	0.62
8.4	6.13		6.28	-2.495	6.73	0.91		6.28	8.4	1.00
8.8	6.70		6.76	-0.965	7.23	0.93		6.75	6.0	0.68
9.2	7.25		7.26	-0.129	7.75	0.94		7.24	6.3	0.68
9.8	8.22		8.03	2.367	8.55	0.96		7.98	7.0	0.71
10.6	9.15		9.09	0.651	9.67	0.95		9.02	8.3	0.78
11.5	10.29		10.35	-0.546	10.98	0.94		10.25	8.8	0.77

Tabla 5.32. Cuadro comparativo de caudales canal Parshall

No	H (cm)	Q_{obs} (l/s)	Q_{gen} (l/s)	$Q_{teorico}$ (l/s)	$Q_{teo\ corregido}$ (l/s)
1	7.1	4.07	3.12	3.38	3.15
2	7.9	5.37	3.68	3.98	3.71
3	8.9	6.33	4.18	4.51	4.21
4	9.7	7.10	5.03	5.40	5.04
5	10.7	8.08	6.28	6.73	6.28
6	11.7	9.31	6.76	7.23	6.75
7	12.5	10.00	7.26	7.75	7.24
8	13.5	11.15	8.03	8.55	7.98
9	14.3	12.23	9.09	9.67	9.02
10	15.3	13.48	10.35	10.98	10.25

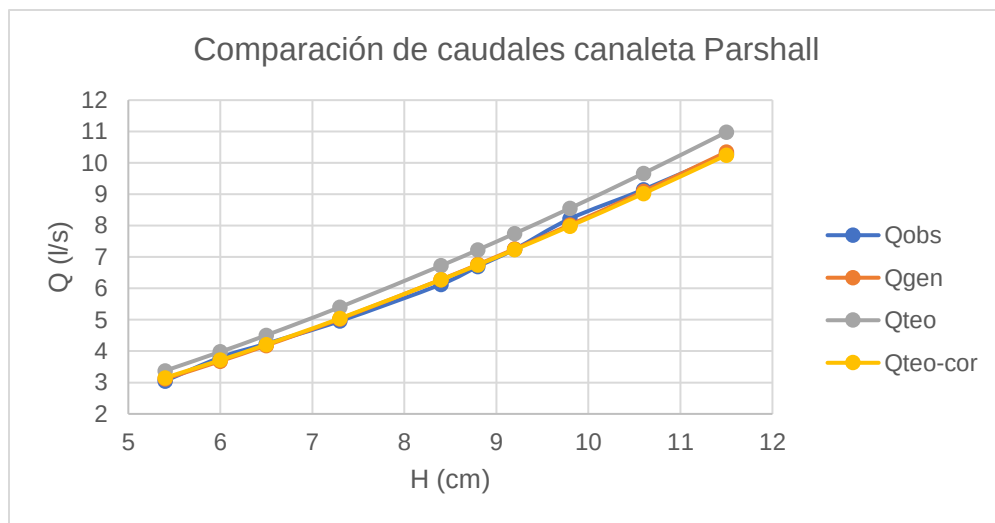


Figura 5.30. Comparación de caudales canaleta Parshall

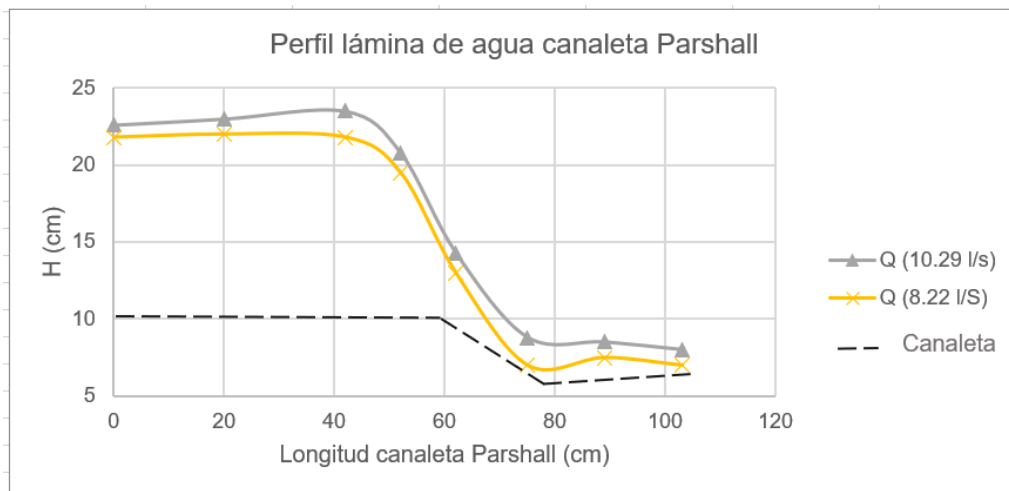


Figura 5.31. Perfil de la lámina de agua en la canaleta Parshall

Con el fin de conocer los efectos en el comportamiento del flujo en la canaleta al modificar las condiciones del flujo de aproximación, se construyó aguas arriba de la entrada a la canaleta un levantamiento gradual de fondo con un talud 1:2, los datos registrados en los ensayos realizados se presentan en las tablas 5.33 a 5.36 y figuras 5.32 a 5.34.

Tabla 5.33. Registro de datos tomados en el laboratorio canal Parshall con levantamiento gradual

<i>H</i> (cm)	<i>Distancia</i> (cm)	<i>W_i</i> (cm)	<i>Z₁</i> (cm)	<i>Z₂</i> (cm)	<i>L_{canal}</i> (cm)	<i>Q_{obs}</i> (l/s)	<i>S_o</i>
4.8	0	27.5				3.05	
5.5	10	23.0				3.8	
5.9	20	19.0				4.24	
6.9	42	11.0				4.96	
7.9	52	11.0	128.5	122	244	6.13	0.0266
8.4	62	11.0				6.7	
8.8	75	14.0				7.25	
9.8	89	17.5				8.22	
10.6	92	17.5				9.15	
11.3	100	17.5				10.29	

Tabla 5.34. Datos calculados canal Parshall con levantamiento gradual

<i>No.</i>	<i>Carga</i> <i>H</i> (cm)	<i>Q_{obs}</i> (l/s)	<i>X = log H</i>	<i>Y = log Q</i>	<i>m = n</i>	<i>K = log⁻¹(b)</i>
1	4.8	3.05	0.68	0.48		
2	5.5	3.90	0.74	0.59		
3	5.9	4.11	0.77	0.61		
4	6.9	4.86	0.84	0.69		
5	7.9	6.11	0.90	0.79	1.377	0.356
6	8.4	6.65	0.92	0.82		
7	8.8	7.15	0.94	0.85		
8	9.8	8.22	0.99	0.91		
9	10.6	9.15	1.03	0.96		
10	11.3	10.22	1.05	1.01		

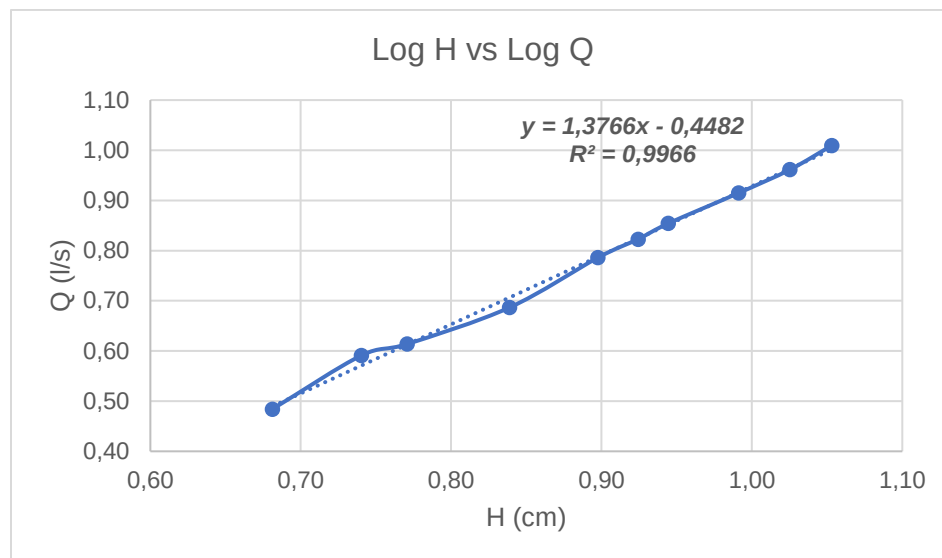


Figura 5.32. Gráfico Log H vs Log Q canaleta Parshall con levantamiento gradual

De acuerdo con los cálculos realizados, la ecuación de calibración de la canaleta Parshall con levantamiento de aproximación en la entrada es:

$$Q_{gen} = 0.356 H^{1.377}$$

Tabla 5.35. Registro de datos calculados canal Parshall con levantamiento gradual

<i>H</i> (cm)	<i>Q_{obs}</i> (l/s)	Ecuación generada (l/s)	<i>Q_{gen}</i> (l/s)	% E	<i>Q_{teorico}</i> (l/s)	<i>C_{di}</i>	<i>C_{dprom}</i>	<i>Q_{teo cor}</i> (l/s)
4.8	3.05	$Q_{gen} = 0.356 H^{1.377}$	3.09	-1.227	2.81	1.09	1.009	2.84
5.5	3.90		3.72	4.519	3.47	1.12		3.51
5.9	4.11		4.10	0.204	3.88	1.06		3.91
6.9	4.86		5.09	-4.694	4.95	0.98		4.99
7.9	6.11		6.13	-0.330	6.11	1.00		6.17
8.4	6.65		6.67	-0.309	6.73	0.99		6.79
8.8	7.15		7.11	0.535	7.23	0.99		7.30
9.8	8.22		8.25	-0.334	8.55	0.96		8.63
10.6	9.15		9.19	-0.419	9.67	0.95		9.76
11.3	10.22		10.03	1.821	10.68	0.96		10.78

H carga hidráulica, *Q_{obs}* caudal medido con el caudalímetro, *Q_{gen}* caudal obtenido con la ecuación empleada, *Q_{teorico}* caudal obtenido con la ecuación teórica, *C_{di}* coeficiente de descarga para cada lectura, *C_{dprom}* coeficiente de descarga promedio y *Q_{teo corregido}* caudal obtenido del producto *C_{dprom}* del y el *Q_{teorico}*

Tabla 5.36. Cuadro comparativo de caudales canal Parshall con levantamiento gradual

No	H (cm)	$Q_{observado}$ (l/s)	$Q_{generado}$ (l/s)	$Q_{teorico}$ (l/s)	$Q_{teo\ corregido}$ (l/s)
1	4.8	3.05	3.09	2.81	2.84
2	5.5	3.90	3.72	3.47	3.51
3	5.9	4.11	4.10	3.88	3.91
4	6.9	4.86	5.09	4.95	4.99
5	7.9	6.11	6.13	6.11	6.17
6	8.4	6.65	6.67	6.73	6.79
7	8.8	7.15	7.11	7.23	7.30
8	9.8	8.22	8.25	8.55	8.63
9	10.6	9.15	9.19	9.67	9.76
10	11.3	10.22	10.03	10.68	10.78

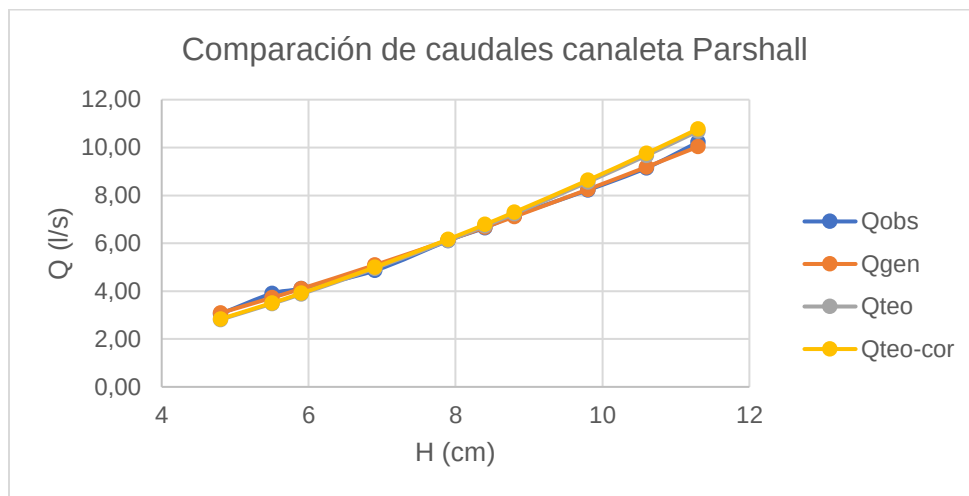


Figura 5.33. Comparación de caudales canaleta Parshall con levantamiento gradual

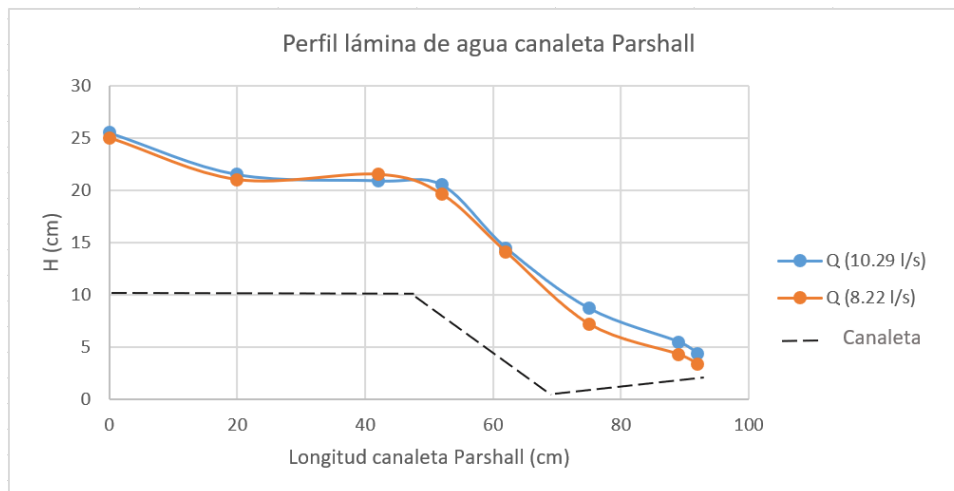


Figura 5.34. Perfil de la lámina de agua en la canaleta Parshall con levantamiento gradual

Análisis de resultados:

La ecuación de calibración para la canaleta Parshall con levantamiento abrupto de fondo es $Q_{gen} = 0.214 H^{1.588}$ y con levantamiento gradual de fondo a la entrada es $Q_{gen} = 0.356 H^{1.377}$. Existe un alto grado de coincidencia entre los caudales observados, generados y teóricos corregidos. De igual forma el perfil de la lámina de agua de la canaleta Parshall para caudales de 10.29 l/s y 8.22 l/s coincide con los propuestos por formulaciones de diversos autores. Para los caudales superiores a 4.96 l/s presenta un valor de sumersión superior a 0.60, para descarga libre debe estar debajo de 0.60.

En relación con los datos tomados y cálculos realizados en la canaleta Parshall con levantamiento abrupto de fondo y levantamiento gradual de fondo a la entrada se puede evidenciar que la altura de la lámina de agua en la canaleta tiene valores superiores en los datos tomados con la entrada de aproximación.

CONCLUSIONES

Se diseñaron y construyeron cinco estructuras hidráulicas complementarias (vertedero de cresta ancha tipo Crump, vertedero de pared gruesa, vertedero tipo Cipolletti, canal de aforo Parshall y canal de aforo Venturi) del canal de pendiente variable de la Universidad Tecnológica del Chocó, permitiendo la medición del caudal y el análisis de los fenómenos hidráulicos presentes en el comportamiento del flujo a superficie libre.

Al realizar la validación de las estructuras mediante la toma de datos y cálculos realizados, se obtuvieron los modelos matemáticos en los diferentes dispositivos construidos. En ese orden de ideas, para el vertedero tipo Crump la ecuación es $Q_{gen} = 0.935 H^{1.403}$, para el vertedero rectangular de cresta ancha $Q_{gen} = 0.200 H^{1.894}$, para el vertedero Cipolletti $Q_{gen} = 0.351 H^{1.386}$, para la canaleta Venturi $Q_{gen} = 0.244 H^{1.744}$ y para la canaleta Parshall con levantamiento abrupto de fondo $Q_{gen} = 0.214 H^{1.588}$ y con levantamiento gradual de fondo a la entrada $Q_{gen} = 0.356 H^{1.377}$.

En la mayoría de los casos, los caudales calculados coinciden con los valores teóricos, y, además, los valores del porcentaje de error calculado están por debajo del 5 %, lo que implica un buen grado de confiabilidad en los datos tomados.

Se elaboró el manual guía de las prácticas de laboratorio de hidráulica, el cual contiene cuatro (4) prácticas de laboratorio. En cada práctica, la guía contiene la fundamentación teórica, los objetivos, la descripción detallada del proceso a seguir durante la realización de cada experimento y las ecuaciones básicas a utilizar, complementada con modelos de tablas para el registro de datos medibles y calculables, encabezada con leyendas y nombres de las variables involucradas en la práctica, al igual que la forma como se hacen los cálculos numéricos. Este manual le permite al estudiante ahorrar tiempo en la elaboración de sus informes de

laboratorio de la asignatura hidráulica de canales abiertos, además de ser una fuente de consulta.

RECOMENDACIONES

Dado que el tanque donde descarga del CPV es el mismo de la succión de la bomba, esto genera demasiada turbulencia afectando la circulación de grandes caudales en el canal por la presencia de aire, se recomienda hacer una separación y que un tanque sea para recibir la descarga del canal y el otro para la succión de la bomba.

Continuar con la construcción de más dispositivos tales como disipadores de energía, vertedero Creager, etc., que sigan contribuyendo a la visualización de fenómenos hidráulicos y el desarrollo de investigaciones.

Antes de cada práctica verificar el estado el canal y de los dispositivos y una vez finalizado cada prueba se debe colocar los dispositivos en el lugar indicado para tal fin.

Complementar el manual conforme a las nuevas prácticas que se efectúen y realizar las acciones administrativas tendientes a lograr la aprobación de este como herramienta indispensable en la realización de las prácticas de laboratorio de hidráulica de la UTCH.

Realizar los mantenimientos periódicos a que haya lugar para garantizar el buen funcionamiento de los dispositivos y el canal de pendiente variable.

Cuando se estén realizando las prácticas, la toma de datos deben realizarse una vez el flujo se haya estabilizado y en lo posible instalar los dispositivos en el centro del canal de pendiente variable.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. Sotelo G. Hidráulica general I, fundamentos. 1ra edición. México: Limusa/Noriega. 2007.
2. Palacios R. Inventario documentado de represas. Universidad Militar Nueva Granada. Bogotá; 2003.
3. Documento maestro para renovación de registro calificado programa ingeniería civil Universidad Tecnológica del Chocó. 2019.
4. Documento maestro para renovación de registro calificado programa ingeniería ambiental Universidad Tecnológica del Chocó. 2019.
5. Documento maestro para renovación de registro calificado programa ingeniería agroforestal Universidad Tecnológica del Chocó. 2019.
6. Streeter VL, Wylie EB, Bedford K. Mecánica de fluidos. 9na edición. Santa Fe de Bogotá: McGraw Hill; 2000.
7. Giles RV. Mecánica de los fluidos e hidráulica. 3da edición. McGraw-Hill Interamericana de España S.L.; 1994.
8. Cengel Y, Cimbala J. Mecánica de fluidos fundamentos y aplicaciones. 2da edición. McGraw-Hill Interamericana de España S.L.; 2012.
9. Duarte C. Arturo. Introducción a la Hidráulica de Canales. 4ta edición. Bogotá D. C: Facultad de Ingeniería Universidad Nacional. 2016.
10. Chow VT., Hidráulica de los Canales Abiertos. 1ra edición. México: Mcgraw-Hill. 1994.
11. Mott RL. Mecánica de fluidos. 6a. edición, 1a. reimpresión. México: Pearson educación. 2006.
12. Rocha AF. Hidráulica de Tuberías y Canales. 3ra edición. Lima: Editorial Universidad Nacional de Ingeniería. 1999.
13. Hernández LF. Hidráulica a superficie libre: fundamentos y ejercicios. Tesis para optar el título de ingeniero. México: Universidad Autónoma de Chiapas. 2016.
14. Villón M. Hidráulica de canales. 2da edición. Editorial Tecnológica de Costa Rica. 2007.
15. Manual de laboratorio Universidad del Cauca. Popayán: facultad de ingeniería departamento de hidráulica.

16. Marbello R. Manual prácticas de laboratorio de hidráulica. Editorial: Universidad Nacional de Colombia sede Medellín. 2005.
17. Rodríguez HA. Hidráulica experimental. 1ra edición quinta reimpresión. Bogotá: Escuela Colombiana de Ingeniería. 2009.
18. Rodríguez P. Hidráulica II hidráulica de canales. Universidad Veracruzana. México. 2008.
19. Villamarin S. Manual Básico de diseño de estructuras de disipación de energía hidráulica. Sangolquí, 2013. Tesis pregrado. Escuela Politécnica del Ejército.
20. Chereque W. Mecánica de fluidos 2. Lima Perú: Pontificia Universidad Católica del Perú. 1987.
21. Gálvez E y Camacho W. Modernización de la enseñanza aprendizaje en la asignatura de hidráulica II Tesis de grado. Bolivia: Universidad Mayor de San Simón Facultad de Ciencias y Tecnología. 2006.
22. García NH. Hidráulica de canales principios básicos. Jiitepec, Mor: Instituto Mexicano de Tecnología y Agua. 2016.
23. Mosquera Y, Hernández L. Diseño y construcción del canal de pendiente variable del laboratorio de hidráulica de la Universidad Tecnológica del Chocó. 2002.
24. López-Canteñs G, de León-Mojarro B, Prado-Hernández V, Rojano-Aguilar A. Aplicación del método de energía-momento en la calibración de una compuerta radial. Agrociencia. 2010;44(8):895–905.
25. Abadía Y, Sánchez E y Serrano J. Optimización, del diseño de equipo hidráulico para el ensayo de laboratorio orificios de caída libre. Corporación Universitaria Minuto de Dios. 2015.
26. Wang, X., Yi, Z., Yan, X. et al. Experimental study of the flow structure of decelerating and accelerating flows under a gradually varying flume. J Hydrodyn 27, 340–349 (2015). Disponible en: [https://doi-org.bd.univalle.edu.co/10.1016/S1001-6058\(15\)60491-7](https://doi-org.bd.univalle.edu.co/10.1016/S1001-6058(15)60491-7)
27. Quintana J, Villanueva C. Guía metodológica Guías metodológicas para la realización de ensayos en los laboratorios de hidráulica de tuberías y canales Bogotá: Corporación Universitaria Minuto de Dios - UNIMINUTO. Facultad de Ingeniería, 2016.
28. Sigüenza H. Análisis de problemas hidráulicos, tipos de flujo y estructuras de aforo mediante la construcción de seis equipos experimentales en el canal de pendiente variable – UPAO”. Universidad Privada Antenor Urrego. Perú. 2017.

29. Mattos E, Bustamante W, Velázquez J, et al. Validación y análisis del comportamiento hidráulico de un vertedor tipo laberinto mediante técnicas numéricas. México. 2017.
30. Marín E. Construcción de un modelo hidráulico para la simulación de tipos de flujo en canales abiertos para el laboratorio de mecánica de fluidos e hidráulica de la facultad de ingenierías, USAC. Universidad de San Carlos de Guatemala. 2017.
31. Castellanos, Hermes E et al. Diseño y Construcción de un Canal Hidráulico de Pendiente Variable. Inf. tecnol., La Serena, v. 28, n. 6, p. 103-114, 2017. Disponible en <https://scielo.conicyt.cl/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S0718-07642017000600012&lng=es&nrm=iso>. accedido en 08 sept. 2020. <http://dx.doi.org/10.4067/S0718-07642017000600012>.
32. Gutiérrez D, Alarcón F. Diseño y Construcción de un banco de prueba para realización del ensayo de vertederos y de resalto hidráulico, para el laboratorio de hidráulica de la Universidad Piloto de Colombia – Seccional Alto Magdalena. Universidad Piloto de Colombia. 2018.
33. Zuikov A y Bakunyaeva V. Analytical method of the hydraulic calculation of the Flow rate of a Venturi channel. Power Technol Eng. 2018. Disponible en <https://DOI.10.1007/s10749-018-0882-8>.
34. Barreiro M. Diseño de un canal hidráulico de pendiente variable para fines de laboratorio. Universidad Estatal del Sur de Manabí. Ecuador. 2018.
35. Forero J. Elaboración de un prototipo de turbina tipo Pelton para el laboratorio de hidráulica de la Universidad Cooperativa de Colombia sede Villavicencio mediante métodos estandarizados de diseño de estructuras hidráulicas. Colombia. 2019.
36. Zambrano C. Diseño de una rápida hidráulica de gran pendiente para fines de laboratorio. Universidad Estatal del Sur de Manabí. Ecuador. 2019.
37. Ramírez G. Calibración de vertederos circulares de pared delgada de diámetro variable, en el laboratorio de mecánica de fluidos, de la facultad de ingeniería, Universidad San Carlos de Guatemala. Guatemala. 2019.
38. Moreno P, Rodríguez J. Optimización del módulo del canal de hidráulica de la Universidad Cooperativa de Colombia. Colombia. 2019.
39. Godoy J. Comparación y validación de las ecuaciones de vertedero de pared delgada desarrolladas en el laboratorio de mecánica de fluidos e hidráulica, facultad de ingeniería, Universidad de San Carlos de Guatemala, en el canal de riego de la aldea el Rancho, San Agustín Acasaguastlan, El Progreso. Universidad San Carlos de Guatemala. Guatemala. 2019.

40. Manrique A, Torres F, Fajardo M. Diseño e instalación de un tanque aforador y manómetros para la estación de bombas del laboratorio de hidráulica de la Universidad Cooperativa de Colombia sede Villavicencio. Colombia. 2019.
41. Cáceres N. Modelo experimental, comparativo para disminuir velocidades en rápidas con disipadores de energía con emboquillado de piedra, en el laboratorio de hidráulica de la UANCV. Universidad Andina. Perú. 2019.
42. Rodríguez E, Samboní L, Samboní K. Calibración de los sistemas de aforo por orificio en tuberías y vertederos rectangulares de cresta delgada en la estación de bombeo del laboratorio de hidráulica de la Universidad Cooperativa de Colombia. Villavicencio. 2020.
43. Duarte M, Palomino Y, Vargas P. Tanque disipador de energía en estructuras hidráulicas, en el laboratorio de ingenierías de la Universidad Cooperativa de Colombia sede Villavicencio. Colombia. 2020.
44. Cedeño S. Análisis de un canal Parshall mediante un modelo hidráulico de laboratorio. Universidad Estatal del Sur de Manabí. Ecuador. 2020.
45. De G, Oquendo LT, María J, Reinoso V, Alejandro L. Pontificia Universidad Católica Del Ecuador Facultad De Ingeniería Escuela de Ingeniería Civil Disertación Previa a La Obtención del Título de Ingeniero Civil Diseño y Construcción de un canal de fondo variable para el laboratorio de hidráulica de la Pontificia Universidad Católica del Ecuador. 2021.
46. Skertchly, Leslie. 1988. "Manual de Diseño de Estructuras de Aforo." 65.

ANEXOS

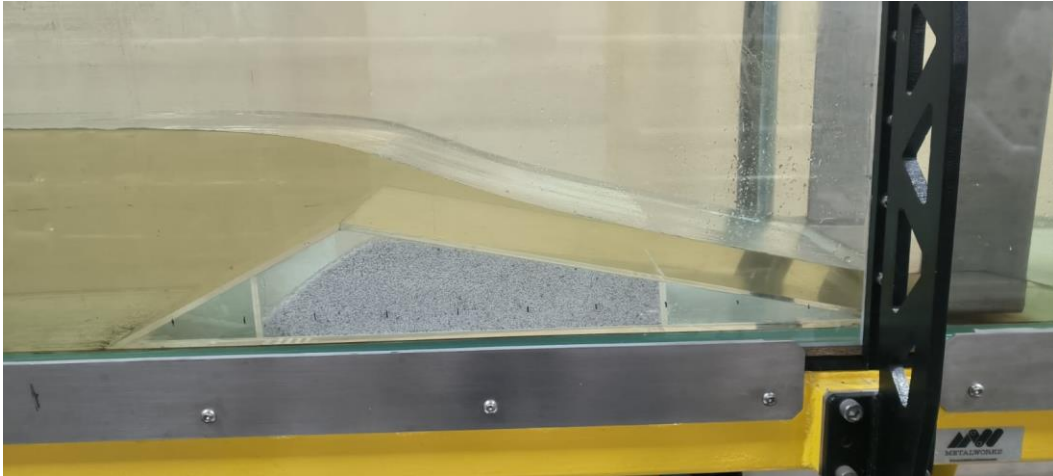
REGISTRO FOTOGRÁFICO



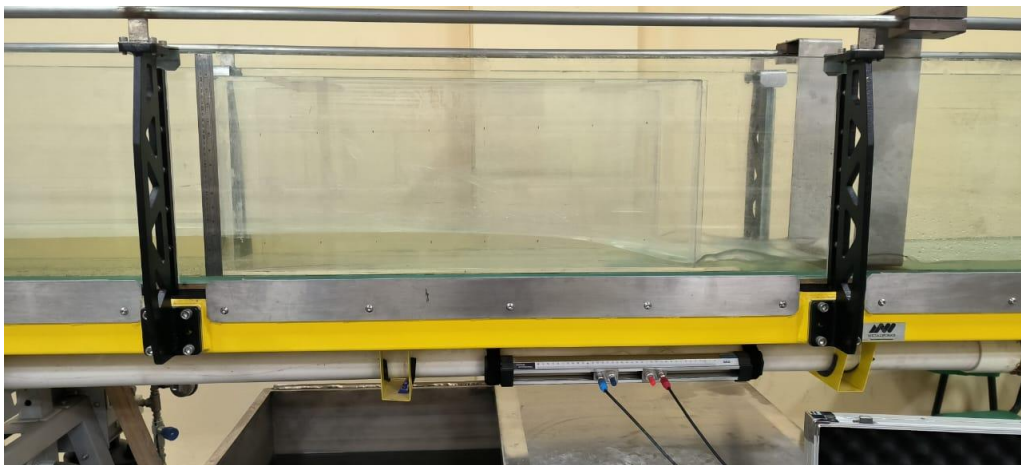
Mediciones vertedero Cipolletti



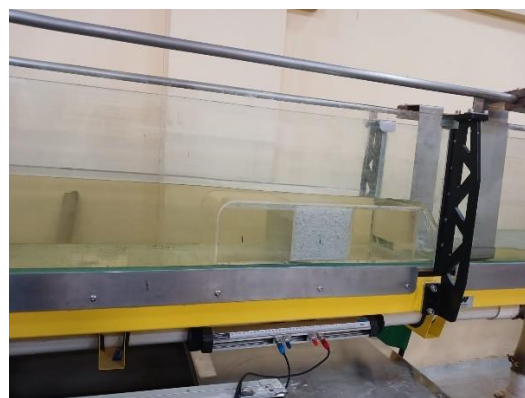
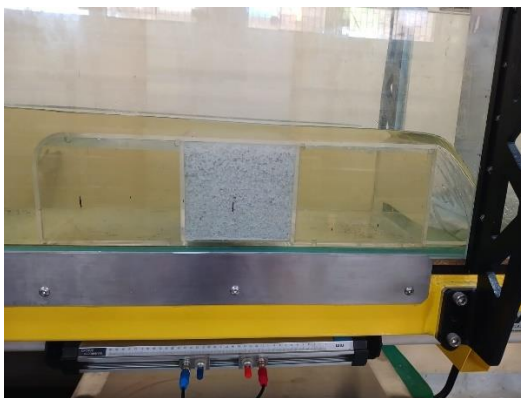
Mediciones vertedero de cresta ancha tipo Crump



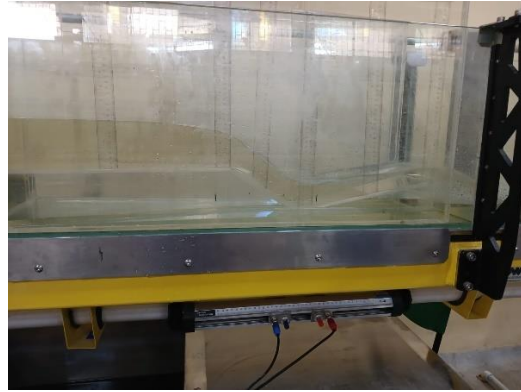
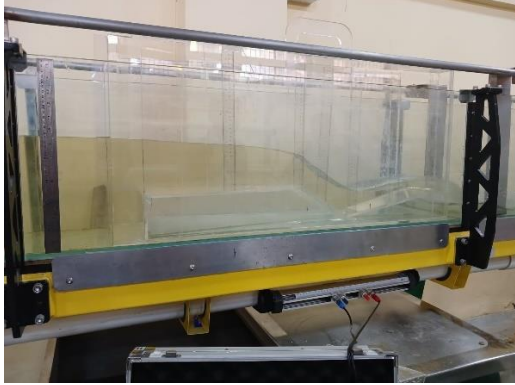
Flujo sobre el vertedero de cresta ancha tipo Crump



Flujo en la canaleta Venturi



Flujo sobre vertedero de cresta ancha rectangular



Flujo en la canaleta Parshall