



Pontificia Universidad
Católica del Ecuador

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 PUCE**

AUTORES:

GÓMEZ DE LA TORRE OQUENDO JOSÉ MARÍA

VILLA REINOSO LUIS ALEJANDRO

DIRECTOR:

ING. PAUL ERNESTO ENRIQUEZ CAJAS

QUITO, FEBRERO 2021

Agradecimiento Chema

asdasdf

Dedicatoria Chema

A todos

Agradecimiento Alejo

Gracias

Dedicatoria Alejo

A Dios quien permitió cada uno de los eventos que nos trajo hasta este punto, cada prueba, cada victoria, cada derrota y la culminación de este logro gracias a su providencia.

“Y todo lo que hagan, háganlo de buen ánimo como para el Señor y no para los hombres,”

Colosenses 3:23

A la memoria de una persona que labró el camino y estuvo presente en muchos de los momentos más importantes de mi vida, mi abuelita, Celia Paredes.

A mis padres quienes siempre me han demostrado que

Índice de Contenidos

INTRODUCCIÓN	1
1.1. Antecedentes.....	1
1.2. Justificación	2
1.3. Objetivos	3
1.3.1. Objetivo general.....	3
1.3.2. Objetivos específicos	3
1.4. Alcance.....	3
2. MARCO TEÓRICO	4
2.1. Fundamentos Teóricos del Modelamiento Hidráulico.....	4
2.2. Fundamentos Teóricos de Hidráulica de Canales.....	4
2.2.1. Flujo En Canales Abiertos.....	4
2.2.2. Tipos de Flujo	5
2.2.3. Clases de Canales Abiertos.....	7
2.2.4. Geometría del Canal	7
2.2.5. Elementos Geométricos de la Sección del Canal.....	8
2.2.6. Energía del Flujo en Canales Abiertos	10
2.2.7. Flujo Crítico.....	13
2.2.8. Flujo Uniforme	14
2.3. Vertedero de Cimacio	16
2.3.1. Definición, Función y Uso de Vertederos	16
2.3.2. Capacidad de Descarga.....	21
2.4. Resalto Hidráulico en Canales Rectangulares	23
2.4.1. Definición	23
2.4.2. Aplicaciones.....	24
2.4.3. Clasificación.....	25
2.4.4. Características del Resalto	26
2.5. Compuertas.....	31

2.6.	Disipadores de Energía	34
2.6.1.	Cuenco Disipador Tipo Saint Anthony Falls - SAF	34
2.6.2.	Cuenco Disipador Tipo USBR.....	35
3.	DISEÑO DEL MODELO HIDRÁULICO	38
3.1.	Parámetros de Diseño	38
3.2.	Diseño Hidráulico Del Canal	39
3.2.1.	Rango de Pendientes para el Funcionamiento del Canal.....	40
3.2.2.	Cálculo de Elementos Geométricos de la Sección del Canal	41
3.2.3.	Energía Específica del Flujo en el Canal.....	47
3.2.4.	Flujo Crítico.....	50
3.3.	Diseño del Azud Vertedero	51
3.3.1.	Diseño de la Forma del Vertedero	54
3.4.	Resalto Hidráulico Producido por el Vertedero de Cimacio.....	60
3.4.1.	Características del Resalto	62
3.5.	Diseño de Disipadores.....	65
3.5.1.	Diseño del Disipador Tipo SAF	65
3.5.2.	Diseño del Disipador Tipo USBR III	72
3.6.	Diseño de Compuertas	77
3.7.	Resalto Hidráulico Producido por la Compuerta	80
3.7.1.	Características del Resalto	82
4.	CONSTRUCCIÓN DEL MODELO	86
4.1.	Dimensiones de los Elementos.....	86
4.1.1.	Dimensiones del Soporte del Canal	86
4.1.2.	Dimensiones del Canal	89
4.1.3.	Dimensiones De Pantallas Disipadoras de Energía De Entrada al Canal... 89	
4.1.4.	Dimensiones del Vertedero de Cimacio	90
4.1.5.	Dimensiones de los Cuencos Disipadores	92
4.1.6.	Dimensiones de la Compuerta.....	94

4.2.	Materiales para la Construcción del Modelo	95
4.3.	Construcción del Modelo	96
4.4.	Instrumentos de Medición y Control.....	103
5.	RESULTADOS Y ANÁLISIS	106
5.1.	Resumen de Resultados.....	106
5.1.1.	Resultados del Diseño del Canal Hidráulico.....	106
5.1.2.	Resultados del Vertedero de Cimacio	118
5.1.3.	Resalto Hidráulico Producido por el Vertedero de Cimacio	119
5.1.4.	Características del Resalto Hidráulico.....	119
5.1.5.	Resultados de los Disipadores de Energía.....	120
5.1.6.	Resultados de la Compuerta.....	120
5.1.7.	Resalto Hidráulico Producido por la Compuerta.....	121
5.2.	Comparación de los Resultados Teóricos.....	122
5.2.1.	Diseño del Canal.....	122
5.2.2.	Resultados del Vertedero de Cimacio	132
5.2.3.	Resalto Hidráulico Producido por el Vertedero de Cimacio	132
5.2.4.	Compuerta	134
5.2.5.	Resalto Hidráulico Producido por la Compuerta.....	135
	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	138
	Conclusiones.....	138
	Recomendaciones.....	142
	BIBLIOGRAFÍA.....	144
	ANEXOS.....	146

Índice de Figuras

Figura 1. Tipos de Flujo en Canales.	5
Figura 2. Secciones Transversales Utilizadas Comúnmente para Canales.....	8
Figura 3. Ilustración del Área y Perímetro Mojados.....	9
Figura 4. Energía en el Flujo de un Canal Abierto.....	10
Figura 5. Curva De Energía Específica.	12
Figura 6. Regímenes de Flujo Explicados en la Curva de Energía Específica	13
Figura 7. Ilustración de la Napa sobre un Vertedero de Cresta Delgada.....	16
Figura 8. Perfil del Vertedero de Cimacio.....	17
Figura 9. Alturas Características del Vertedero de Cimacio.	18
Figura 10. Ingreso hacia la Cresta del Vertedero.	19
Figura 11. Valores de los Coeficientes “K” y “n”.	20
Figura 12. Punto de Tangencia y Tramo Recto del Perfil del Vertedero.	21
Figura 13. Coeficiente De Descarga Para Cimacios con Paramento Vertical (Coeficiente en Unidades del S.I.)	22
Figura 14. Coeficientes de Descarga para Vertederos con Paramento Vertical.	22
Figura 15. Esquema De Un Resalto Hidráulico.	24
Figura 16. Resalto Ondulante.	25
Figura 17. Resalto Débil,	25
Figura 18. Resalto Oscilante.....	26
Figura 19. Resalto Estable.....	26
Figura 20. Resalto Fuerte.	26
Figura 21. Casos posibles de la localización del resalto hidráulico.	28
Figura 22. Longitud En Función Del Tirante Aguas Abajo.....	29
Figura 23. Efluentes Libre y Sumergido en una Compuerta.	31
Figura 24. Coeficiente De Descarga En Compuertas Verticales.	32
Figura 25. Alturas de una Compuerta.	32
Figura 26. Cuenco Disipador Tipo SAF Rectangular y Trapezoidal.....	35

Figura 27. Cuenco Disipador Tipo USBR para Números de Froude Bajos.....	36
Figura 28. Cuenco Disipador USBR Tipo III.....	37
Figura 29. Cuenco Disipador USBR Tipo II.....	37
Figura 30. Canal Experimental de la Empresa G.U.N.T. Modelo HM 160.	38
Figura 31. Comparación entre el Modelo Comercial y el Modelo a Construir.	39
Figura 32. Sección del Modelo.....	39
Figura 33. Curvas de Descarga a Partir de Valores Calculados.....	44
Figura 34. Curvas de Energía Específica vs. Profundidad del Flujo Calculadas.....	49
Figura 35. Niveles de Agua Arriba del Paramento.	51
Figura 36. Lectura del Coeficiente de Descarga.	52
Figura 37. Dimensiones Calculadas de la Entrada del Vertedero de Cimacio.....	54
Figura 38. Lectura de los Coeficientes K y n para el Vertedero del Modelo.	55
Figura 39. Perfil Transversal del Vertedero de Cimacio Hasta P.T.....	58
Figura 40. Dimensiones Finales Calculadas del Vertedero de Cimacio del Modelo. ...	59
Figura 41. Secciones Aguas Abajo del Vertedero de Cimacio.	60
Figura 42. Lectura de la Relación L/y^2	64
Figura 43. Disipador tipo SAF.....	65
Figura 44. Ilustración Para el Cálculo del Número de Bloques.....	67
Figura 45. Ilustración para el Cálculo del Número de Bloques.....	69
Figura 46. Dimensiones del Cuenco Disipador USBR III.....	72
Figura 47. Ilustración de la Longitud Total de Bloques con Pendiente.	75
Figura 48. Lectura del Coeficiente de Descarga para Diseño de la Compuerta.	77
Figura 49. Lectura de la Relación L/y^2	84
Figura 50. Cuerpo Estático del Soporte del Canal – Medidas en cm.....	86
Figura 51. Parte Móvil del Soporte Canal – Medidas en cm.....	87
Figura 52. Soporte Ensamblado.	88
Figura 53. Vista Lateral del Canal.....	89
Figura 54. Sección Transversal del Canal.....	89

Figura 55. Dimensiones de las Pantallas Disipadoras de Turbulencia.	90
Figura 56. Radios de Ingreso al Vertedero de Cimacio.	90
Figura 57. Vertedero de Cimacio Vista en Corte.	91
Figura 58. Vertedero de Cimacio Vista en Planta.	91
Figura 59. Cuenco Disipador Tipo SAF Vista en Corte.	92
Figura 60. Cuenco Disipador Tipo SAF Vista en Planta.	92
Figura 61. Cuenco Disipador Tipo SAF Vista en Corte.	93
Figura 62. Cuenco Disipador Tipo SAF Vista en Planta.	93
Figura 63. Dimensiones Generales de la Compuerta.	94
Figura 64. Láminas de Acrílico.	96
Figura 65. Corte Láser de los Orificios de Entrada y Salida del Agua en el Canal.	96
Figura 66. Montaje del Canal de Acrílico.	97
Figura 67. Impermeabilización del Canal.	97
Figura 68. Aforo a la Salida de la Bomba.	98
Figura 69. Pruebas con Gata Tipo Tijera.	98
Figura 70. Soporte del Canal.	99
Figura 71. Canal asentado sobre soporte	99
Figura 72. Soporte del Canal y Marco de la Compuerta Pintados.	100
Figura 73. Pantallas Disipadoras de Energía al Ingreso del Canal.	100
Figura 74. Estructuras Impresas en 3D.	101
Figura 75. Fijación de Guías y Soportes de las Estructuras y Accesorios del Canal.	101
Figura 76. Escala Vertical en Aproximación al Vertedero.	103
Figura 77. Escala Horizontal Después del Vertedero.	103
Figura 78. Escala Vertical en la Compuerta,	104
Figura 79. Escala Horizontal tras la Compuerta	104
Figura 80. Medidor de profundidad	105
Figura 81. Curvas de Descarga a Partir de Valores Medidos.	110
Figura 82. Curva de Energía Específica para el Q25.	113

Figura 83. Curva de Energía Específica para el Q50.	114
Figura 84. Curva de Energía Específica para el Q75.	115
Figura 85. Curva de Energía Específica para el Q100.	116
Figura 86. Curvas de Energía Específica Experimental para los Diferentes Caudales Considerados.....	117
Figura 87. Alturas Medidas del Flujo en el Vertedero de Cimacio.	118
Figura 88. Comparativa de las Curvas de Descarga.	126
Figura 89. Curva de Energía Específica Medida y Teórica del Canal.....	127
Figura 90. Curva de Energía Específica Medida y Teórica del Canal para Q50.	128
Figura 91. Curva de Energía Específica Medida y Teórica del Canal para Q75.	129
Figura 92. Curva de Energía Específica medida y Teórica del Canal para Q100.	131
Figura 93. Sistema de Regulación del Caudal.	146
Figura 94. Esquema de las Válvulas que Regulan el Caudal.	147
Figura 95. Disposición de Válvulas para Q100.....	147
Figura 96. Disposición de Válvulas para Q75.....	148
Figura 97. Disposición de Válvulas para Q50.....	148
Figura 98. Disposición de Válvulas para Q25.....	149
Figura 99. Representación del Funcionamiento del Sensor Laser de Distancia.	150
Figura 100. Accesorios del Modelo Hidráulico.	150
Figura 101. Guías para Colocación de Vertedero de Cimacio.....	151
Figura 102. Manivela de la Compuerta en Acción.....	151
Figura 103. Sistema de Sujeción de los Disipadores de Energía.	152
Figura 104. Recipiente de Aforo.	152
Figura 105. Medidor de Profundidad del Flujo.....	153

Índice de Tablas

Tabla 1. Valores del Coeficiente de Manning.....	15
Tabla 2. Fórmulas Empíricas Para La Longitud Del Resalto	30
Tabla 3. Rango de Pendientes para el Diseño.....	40
Tabla 4. Caudales de Diseño Teóricos.	41
Tabla 5. Cálculo de Profundidad de Flujo en Función de la Pendiente para Q25.....	42
Tabla 6. Cálculo de la Profundidad de Flujo en Función de la Pendiente para Q50.	42
Tabla 7. Cálculo de la Profundidad de Flujo en Función de la Pendiente para Q75.	43
Tabla 8. Cálculo de la Profundidad de Flujo en Función de la Pendiente para Q100. .	43
Tabla 9. Cálculo de Elementos Geométricos del Canal en Función de la Pendiente para Q25.....	45
Tabla 10. Cálculo de Elementos Geométricos del Canal en Función de la Pendiente para Q50.....	45
Tabla 11. Cálculo de Elementos Geométricos del Canal en Función de la Pendiente para Q75.....	46
Tabla 12. Cálculo de Elementos Geométricos del Canal en Función de la Pendiente para Q100.....	46
Tabla 13. Cálculo de la Energía Específica en Función de la Pendiente para Q25.....	47
Tabla 14. Cálculo de la Energía Específica en Función de la Pendiente para Q50.....	47
Tabla 15. Cálculo de la Energía Específica en Función de la Pendiente para Q75.....	48
Tabla 16. Cálculo de la Energía Específica en Función de la Pendiente para Q100...	48
Tabla 17. Valores Característicos del Flujo Crítico Calculados.	50
Tabla 18. Coordenadas Calculadas del Perfil del Vertedero de Cimacio del Modelo hasta PT.....	57
Tabla 19. Longitudes Calculadas del Resalto Hidráulico.....	65
Tabla 20. Datos de Entrada para Diseño del Disipador SAF.....	66
Tabla 21. Resumen de Diseño del Cuenco Disipador Tipo SAF	71
Tabla 22. Datos de Entrada para el Diseño de Disipador USBR III.....	72
Tabla 23. Datos de Entrada para el Diseño del Disipador USBR III	74

Tabla 24. Resuman de Diseño del Cuenco Disipador Tipo USBR III	76
Tabla 25. Cálculo de Caudales Descargados a Diferentes Aberturas de la Compuerta.	78
Tabla 26. Cálculo de Profundidades Contraídas del Flujo Bajo la Compuerta.	79
Tabla 27. Distancia calculada entre la Descarga de la Compuerta y la Sección Contracta.	79
Tabla 28. Cálculo de Características del Flujo en Sección Contraída 1.	80
Tabla 29. Cálculo de Características del Flujo en la Sección 2 Al Final del Resalto....	81
Tabla 30. Evaluación de los Regímenes de Flujo y Formación de Resalto Hidráulico en la Compuerta.	82
Tabla 31. Cálculo de Pérdida de Energía entre Ambas Secciones.	82
Tabla 32. Cálculo de Eficiencia y Porcentaje de Energía Disipada por el Resalto Hidráulico.....	83
Tabla 33. Cálculo de la Altura del Resalto.	84
Tabla 34. Cálculo de Longitud del Resalto.....	85
Tabla 35. Materiales Utilizados para la Construcción del Modelo	95
Tabla 36. Aforo de los Diferentes Caudales de Diseño del Canal.	106
Tabla 37. Elementos Geométricos y Coeficiente de Rugosidad de Manning Medidos para Q100.....	106
Tabla 38. Valor del Coeficiente de Rugosidad de Manning Medio.	107
Tabla 39. Pendientes Seleccionadas para Mediciones en el Canal.	108
Tabla 40. Elementos Geométricos y Coeficiente de Rugosidad de Manning Medidos para Q25.....	108
Tabla 41. Elementos Geométricos y Coeficiente de Rugosidad de Manning Medidos para Q50.....	109
Tabla 42. Elementos Geométricos y Coeficiente de Rugosidad de Manning Medidos para Q75.....	109
Tabla 43. Velocidad Medida para las Pendientes del Caudal Q25.....	111
Tabla 44. Velocidad Medida para las Pendientes del Caudal Q50.....	111
Tabla 45. Velocidad Medida para las Pendientes del Caudal Q75.....	112

Tabla 46. Velocidad Medida para las Pendientes del Caudal Q100.....	112
Tabla 47. Valores de Energía Específica para Q25.	113
Tabla 48. Valores de Energía Específica para Q50.	114
Tabla 49. Valores de Energía Específica para Q75.	115
Tabla 50. Valores de Energía Específica para Q100.....	116
Tabla 51. Altura Crítica Correspondiente a cada Caudal de Diseño.....	117
Tabla 52. Alturas Características Medidas del Vertedero de Cimacio	118
Tabla 53. Resultados del Resalto Hidráulico en el Vertedero.....	119
Tabla 54. Características del Resalto Hidráulico.....	119
Tabla 55. Resultados Disipadores SAF y USBR III	120
Tabla 56. Resultados de las Mediciones en la Compuerta.....	120
Tabla 57. Alturas Conjugadas y Parámetros del Flujo Relacionados a estas.	121
Tabla 58. Características del Resalto para Diferentes Aberturas de la Compuerta. ...	121
Tabla 59. Comparación de Caudales Teóricos con Aforados.....	122
Tabla 60. Comparación del Coeficiente de Manning.....	122
Tabla 61. Comparación de los Valores de los Elementos Geométricos Teóricos vs. Medidos para Q25.	123
Tabla 62. Comparación de los Valores de los Elementos Geométricos Teóricos vs. Medidos para Q50.	124
Tabla 63. Comparación de los Valores de los Elementos Geométricos Teóricos vs. Medidos para Q75.	124
Tabla 64. Comparación de los Valores de los Elementos Geométricos Teóricos vs. Medidos para Q100.	125
Tabla 65. Comparación entre Resultados de la Energía Específica Teóricos y Medidos para Q25.....	127
Tabla 66. Comparación entre Resultados de la Energía Específica Teóricos y Medidos para Q50.....	128
Tabla 67. Comparación entre Resultados de la Energía Específica Teóricos y Medidos para Q75.....	129

Tabla 68. Comparación entre Resultados de la Energía Específica Teóricos y Medidos para Q100.....	130
Tabla 69.Comparación de los Valores Característicos del Flujo Crítico.	131
Tabla 70.Comparación de Resultados del Vertedero de Cimacio	132
Tabla 71. Comparación de Resultados del Resalto Hidráulico Producido por el Vertedero de Cimacio.....	132
Tabla 72. Comparación de las Características del Resalto Hidráulico.	133
Tabla 73. Comparación de las Longitudes del Resalto.	133
Tabla 74. Resultados Teóricos para la Compuerta.	134
Tabla 75. Resultados Medidos para la Compuerta.	134
Tabla 76. Resultados Teóricos del Flujo Tras la Compuerta.	135
Tabla 77. Resultados Medidos del Flujo Tras la Compuerta.	135
Tabla 78. Características Teóricas para el Resalto Hidráulico en la Compuerta.	136
Tabla 79. Características Teóricas para el Resalto Hidráulico en la Compuerta.	136
Tabla 80. Ensayos de Laboratorio Para Realizar.	146
Tabla 81. Registro de Datos en Caudal de Descarga del Vertedero	171
Tabla82 1. Características del Resalto.....	185
Tabla 83. Comprobación Práctica de Flujo en Canales Abiertos.....	186
Tabla 84. Comprobación Práctica Energía Específica y Régimen de Flujo.	186
Tabla 85. Comprobación práctica Energía Específica y Régimen de Flujo.	186
Tabla 86. Comprobación práctica Vertedero de Cimacio.	187
Tabla 87. Comprobación Práctica Compuerta.....	187
Tabla 88. Comprobación Práctica Resalto Hidráulico.	187

INTRODUCCIÓN

1.1. Antecedentes

La humanidad siempre ha requerido para su desarrollo moldear el entorno de manera que las actividades se faciliten y optimicen, esto es válido también si se trata de la forma de transportar y utilizar el agua. Las obras hidráulicas tienen diversos propósitos, entre ellos –como se observará en el presente trabajo– el concerniente al transporte de agua a través de canales; estructura que se utiliza para llevar este recurso hacia zonas de cultivos, dotar de agua a poblaciones enteras, y la producción de energía al encauzar el flujo de esta hacia las hidroeléctricas.

Los canales de agua nacen como una versión artificial de los ríos, con criterios y características convenientes para sus usuarios y beneficiarios. Para mejorar o modificar el comportamiento del flujo a lo largo de los canales, se implementan obras como vertederos, presas y compuertas. Estas estructuras hidráulicas permiten elevar el nivel del agua, disipar energía, retener volúmenes de agua y liberarla según la necesidad.

Para el diseño hidráulico de dichas estructuras ha sido necesario incorporar diferentes y diversos conceptos, mediante investigaciones que se han realizado con el paso del tiempo, y el desarrollo de teorías y conceptos como el estudio del resalto hidráulico y la experimentación de las diversas formas de los vertederos, con la finalidad de traducir todo esto en ecuaciones válidas para el análisis de dichos fenómenos y comportamientos.

Una de las principales herramientas para comprender los fenómenos hidráulicos es la aplicación del modelamiento hidráulico, lo cual implica reproducir a cierta escala el fenómeno a estudiarse, así como propiedades y condiciones equivalentes a las que se presentarían en la realidad. Se considera que el primer modelo de una estructura hidráulica fue el artificio de Juanelo en el año 1569, el cual era un mecanismo que permitía transportar agua hacia un punto elevado sin la necesidad de bombearlo (Echávez Aldape, 1996). Antes de su construcción, su inventor realizó un modelo que permitía comprender el funcionamiento e interacción de sus diversos componentes.

Las estructuras por construirse en el modelo tienen como finalidad propiciar la formación del resalto hidráulico. El primero en observar de manera particular el fenómeno del resalto hidráulico fue el inventor y pintor Leonardo Da Vinci alrededor de 1500, sin embargo, no se profundizó en el fenómeno hasta el siglo XIX. En 1819, Giorgio Bidone, a través de su trabajo *Experiences Sur Le Remou Et Sur La Propagation Des Ondes* se documentó y estudió de manera más específica el fenómeno del salto hidráulico

(Bhagat, Jha, Linden, & Wilson, 2018). Actualmente, se sigue estudiando este fenómeno a nivel de tesis doctoral por investigadores contemporáneos mediante la ayuda de *software* que permita analizar el comportamiento ante las oscilaciones y fluctuaciones no periódicas en el resalto a través del uso de herramientas informáticas avanzadas y un análisis fisicomatemático más profundo.

Valiéndose de los diferentes conceptos mencionados, el presente trabajo de titulación pretende realizar el diseño y construcción de un modelo hidráulico para el estudio de canales de fondo variable y sus dispositivos. Actualmente, la carrera de Ingeniería Civil de la Pontificia Universidad Católica del Ecuador –PUCE–, busca una formación integral del estudiante en todas las ramas de la carrera; por lo tanto, se ha vuelto necesaria la implementación de un laboratorio de hidráulica en la Facultad de Ingeniería, para este fin se requiere de la incorporación de equipos, los cuales ayudarán a entender de una forma palpable los diferentes conceptos necesarios para una mejor comprensión de esta área de estudio.

El modelo que se busca construir será parte de los equipos que conformen este laboratorio, siendo su principal función, demostrar de manera práctica la forma en la que operan los canales, compuertas, el resalto hidráulico, vertederos de Cimacio y disipadores de energía.

1.2. Justificación

En la Facultad de Ingeniería de la PUCE la enseñanza de la hidráulica es teórica, debido a la carencia de un laboratorio de esta área. La implementación del laboratorio permitirá complementar la enseñanza con experimentación práctica para que los estudiantes de la Carrera de Ingeniería Civil tengan una preparación más completa.

El modelamiento de sistemas hidráulicos permite afianzar los resultados obtenidos en el diseño de obras, especialmente aplicable para obras de gran importancia cuyo costo es elevado, y los errores de diseño pueden ocasionar grandes pérdidas. Por ende, para un mejor aprendizaje de la hidráulica se requiere del modelamiento de las estructuras y la observación de los fenómenos que ocurren sobre ellas.

1.3. Objetivos

1.3.1. Objetivo general

Realizar el diseño y construcción de un canal de altura variable para el laboratorio de hidráulica de la Facultad de Ingeniería de la PUCE.

1.3.2. Objetivos específicos

- Revisar la teoría del diseño hidráulico de canales y dispositivos hidráulicos en los mismos.
- Diseñar y construir un modelo hidráulico para un canal de fondo variable.
- Probar el modelo hidráulico y analizar los resultados obtenidos mediante su puesta en funcionamiento, y compararlos con los valores obtenidos mediante expresiones teóricas y experimentales de la literatura correspondiente.
- Realizar la guía de prácticas de laboratorio y verificarla.

1.4. Alcance

En el presente trabajo se resumirán los conceptos de hidráulica en los cuales se basa el modelo a construirse, mismo que está constituido por un canal de fondo variable, azud vertedero y cuenco disipador de energía con elementos disipadores de energía, dados y pantallas deflectoras; para su posterior uso en la enseñanza dentro de la Facultad de Ingeniería de la PUCE.

Se diseñará, construirá y probará en marcha el modelo hidráulico, y se elaborará la guía de prácticas de laboratorio correspondientes al mismo.

2. MARCO TEÓRICO

2.1. Fundamentos Teóricos del Modelamiento Hidráulico

La definición de modelo, desde el punto de vista científico, es muy amplia puesto que su uso se ha extendido en diferentes áreas de estudio, desde las matemáticas, física, ingeniería, psicología, sociología, filosofía, entre muchas otras. Para el presente trabajo se utilizará la siguiente definición: "un modelo es un objeto, concepto o conjunto de relaciones que se utiliza para representar y estudiar de forma simple y comprensible una porción de la realidad empírica" (Ríos, 1995). Si se quiere considerar un modelo de un fenómeno físico, como es el caso de un modelo hidráulico, objeto de estudio, se puede definir a un modelo como "una representación de un sistema físico que será utilizado para predecir el comportamiento del sistema en un aspecto deseado" (Munson, Okiishi, Huebsch, & Alric, 2012).

Los modelos hidráulicos permiten entender fenómenos de esta rama en donde no existen, de forma concreta, métodos analíticos, o donde la teoría es limitada de cierta manera. Esto ocurre en tres escenarios posibles:

- En problemas de superposición de efectos dentro de un flujo;
- En problemas donde se requiere el estudio del flujo en tres dimensiones;
- "En problemas con condiciones de fronteras complicadas" (Echávez Aldape, 1996).

Debido a lo didáctico, práctico y fácil que resultan las modificaciones sobre ellos, los modelos hidráulicos permiten inferir el comportamiento de las estructuras que representan, así como añadir o quitar variables para el estudio de diferentes fenómenos, además, observar en tres dimensiones diferentes sucesos que pueden o no preverse durante el diseño y tomar los correctivos respectivos. Adicionalmente son útiles en la formación de quienes están incursionando en el estudio de los diferentes fenómenos hidráulicos, permitiendo replicar y concluir en base a observaciones y a la experimentación sobre los modelos.

2.2. Fundamentos Teóricos de Hidráulica de Canales

2.2.1. Flujo En Canales Abiertos

Un canal es una conducción, natural o artificial, para el agua, expuesta a la presión atmosférica, delimitado por la solera y paredes laterales, tiene una extensión definida y posee un flujo continuo o periódico de agua (U.S. Bureau of Reclamation, 2018). Los

canales artificiales, a diferencia de los cauces naturales, se diseñan para evitar la socavación y erosión, por lo cual se considera que su geometría es constante.

Existen dos tipos de flujos según la conducción, flujo a superficie libre y flujo a presión. El flujo a superficie libre está expuesto a la presión atmosférica como es el caso de los canales; mientras que el flujo a presión se produce cuando el conducto trabaja lleno como es el caso de tuberías, donde los conductos están sometidos únicamente a la presión hidráulica, pues el fluido se encuentra confinado en ellos.

2.2.2. Tipos de Flujo

Se clasifica los flujos de acuerdo con las variaciones, o en su defecto, a lo invariable de sus condiciones y características respecto al tiempo y al espacio. Existe gran variedad de flujos según sus características, sin embargo, para una concepción más simple de los fenómenos en el flujo, se considera el flujo como si fuera unidimensional, de ello se desprenden los flujos de la Figura 1.

Figura 1. Tipos de Flujo en Canales.



Fuente: Sotelo Ávila (2002, pág. 8)

En primer lugar, se clasifica en flujo permanente y no permanente, donde el factor principal es el tiempo, para una determinada sección del canal, si se mantiene su profundidad o velocidad a lo largo del tiempo se considera permanente, si, por el contrario, varían, se considera como flujo no permanente, esto puede deberse a diversos factores -avenidas, sequías y oleajes- que harán que las condiciones varíen de un instante a otro.

La clasificación como flujo uniforme o variado tiene como criterio al espacio, para el flujo uniforme, se tienen las mismas condiciones de profundidad y velocidad en cualquier

punto del flujo, y por defecto, si esto no ocurre se considera como flujo variado. Se considera que el flujo uniforme se da únicamente en canales prismáticos, es decir, donde de manera ideal, no varían ni su pendiente, su alineación o su geometría (véase 2.2.4). Para una explicación más detallada respecto al flujo uniforme se sugiere revisar el apartado 2.2.8.

El flujo gradual o rápidamente variado describe la tasa de variación de la profundidad del flujo a lo largo de la superficie del canal, si esto ocurre en forma precipitada se considera rápidamente variado, si, por el contrario, ocurre en una distancia relativamente larga se considera una variación gradual (Chow, 1994).

2.2.2.1. Estado de Flujo

En canales a superficie libre el flujo depende de las fuerzas de viscosidad y gravedad del agua respecto a las inerciales (Chow, 1994). Si las fuerzas de viscosidad son mucho mayores a las fuerzas inerciales entonces se habla de que se tiene un flujo laminar, por otro lado, si las fuerzas viscosas son muy pequeñas en comparación a las fuerzas inerciales, el flujo será turbulento. Entre los estados de flujo laminar y turbulento existe un estado medio que se lo denomina transicional.

La tensión superficial del agua puede afectar el comportamiento del flujo (su velocidad y profundidad) bajo ciertas circunstancias, pero no tiene un efecto trascendental en los problemas prácticos, especialmente en canales, donde se considera que el flujo es, en general, turbulento (Sotelo Ávila, 2002).

El efecto debido a la interacción entre las fuerzas de gravedad y las de inercia se representa a través del número de Froude, el cual está definido por la expresión:

$$F = \frac{V}{\sqrt{gy}} \quad (2-1)$$

Donde:

- F: Número de Froude;
- V: Velocidad media, m/s;
- g: Aceleración de la gravedad, m/s²;
- y: Profundidad hidráulica, m.

Esta expresión se deduce a partir de la energía específica de la sección, este tema se explicará en un apartado dedicado al mismo posteriormente.

2.2.2.2. Regímenes de Flujo

El número de Froude tiene un significado físico; según su valor existen tres posibles regímenes de flujo (Chow, 1994):

- Flujo Crítico: $F = 1$ ó $V = \sqrt{gy}$
- Flujo Supercrítico: $F > 1$ ó $V > \sqrt{gy}$
- Flujo Subcrítico: $F < 1$ ó $V < \sqrt{gy}$

Cuando el régimen de flujo es **subcrítico**, el flujo tiene una velocidad menor que la velocidad crítica y la profundidad hidráulica será mayor que la profundidad crítica; cuando el régimen es **supercrítico** el flujo mayor que la velocidad crítica y la profundidad hidráulica se vuelve menor que la profundidad crítica (véase 2.2.7).

El especial interés en los regímenes de flujo en el canal se justifica ante la necesidad de conocer el comportamiento a lo largo del mismo. Según el régimen de flujo, el comportamiento se verá o no modificado sustancialmente debido a la presencia de cualquier obstáculo aguas abajo.

2.2.3. Clases de Canales Abiertos

De acuerdo con su origen, los canales pueden ser naturales o artificiales.

Canales naturales: Se denomina así a todos los cursos de agua que concurren de forma natural en la tierra (G.U.N.T. Gerätebau GmbH, 2018), estos varían en sus formas y tamaños según la zona geográfica en la que se encuentren.

Canales artificiales: Este tipo de canales son creados por humanos, y muchos son derivados de los cursos naturales mismos, por ejemplo: canales de navegación, canales de irrigación, canales para protección contra inundaciones, conducciones para generación de energía, entre otros (G.U.N.T. Gerätebau GmbH, 2018). Dentro de esta clasificación también se incluyen modelos experimentales en laboratorios. En adelante, el término canal abierto se aplicará canales de origen artificial, a menos que se especifique lo contrario.

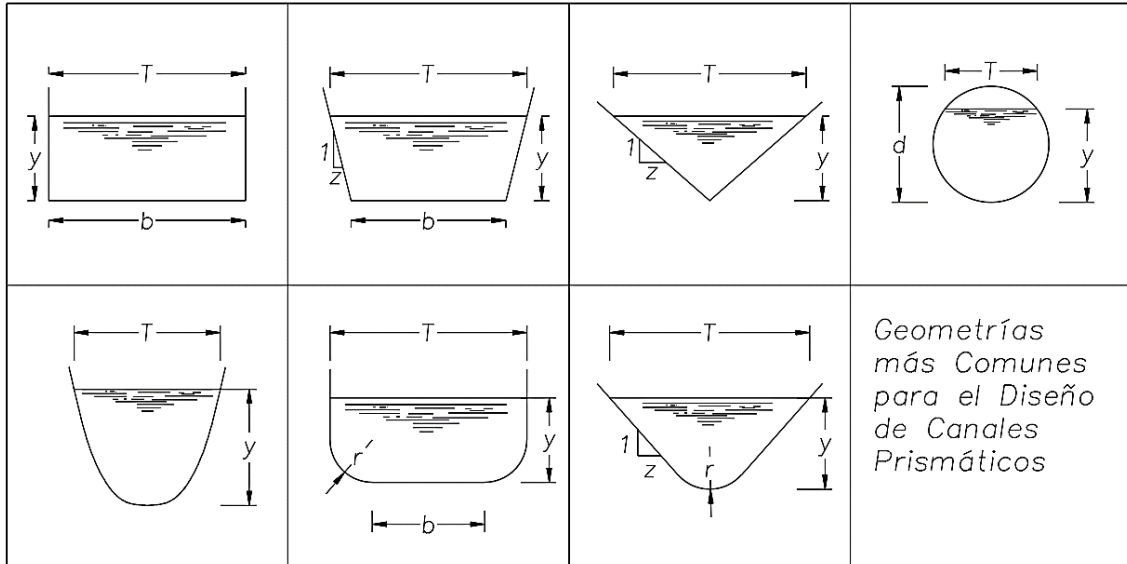
2.2.4. Geometría del Canal

Un canal construido con una sección transversal invariable y una misma pendiente a lo largo de este se conoce como canal prismático (Chow, 1994).

La geometría de los canales naturales es irregular, sin embargo, se los puede representar con formas geométricas tales como una parábola o un trapecio, para poderlos analizar de una forma más sencilla. Por otro lado, los canales **artificiales** se

diseñan con figuras geométricas regulares, debido a su simplicidad, eficiencia y aplicabilidad según el problema de ingeniería del cual se trate. En la Figura 2 se puede encontrar las secciones transversales más comunes para el diseño de un canal.

Figura 2. Secciones Transversales Utilizadas Comúnmente para Canales.



Fuente: Chow (1994, pág. 21)

La sección del canal se elige según el uso especialmente, el cual puede ser para cunetas, alcantarillas, conducciones, colectores, túneles, canales de protección contra inundaciones, entre otras aplicaciones.

2.2.5. Elementos Geométricos de la Sección del Canal

“Los elementos geométricos son propiedades de una sección de canal que pueden ser definidos por completo por la geometría de la sección y la profundidad de flujo.” (Chow, 1994, pág. 22).

Los canales de geometrías regulares pueden ser representados matemáticamente en función de sus dimensiones y flujo, sin embargo, canales naturales que poseen una geometría más compleja se los representa mediante graficas que modelen aproximadamente su comportamiento. Estos elementos se enlistan a continuación.

2.2.5.1. Profundidad de Flujo

Se conoce como profundidad del flujo (y) a la diferencia entre el nivel del agua a flujo libre y la solera del canal medida desde el punto más bajo.

2.2.5.2. Ancho Superficial

Se denomina ancho superficial (T) al “ancho de la sección en la superficie libre” (Sotelo Ávila, 2002).

2.2.5.3. Perímetro Mojado

El perímetro mojado (P_m) representa la longitud de la sección del canal que estará en contacto con el flujo (Figura 3).

Figura 3. Ilustración del Área y Perímetro Mojados.



Fuente: Elaboración Propia.

2.2.5.4. Área Hidráulica

Se conoce también como área mojada (A), es la superficie de la sección transversal al eje longitudinal del canal ocupada por el flujo (Streeter, Wylie, & Bedford, 2000).

2.2.5.5. Radio Hidráulico

El radio hidráulico (R_h) se refiere a la relación:

$$R_h = \frac{A}{P_m} \quad (2-2)$$

2.2.5.6. Profundidad Hidráulica

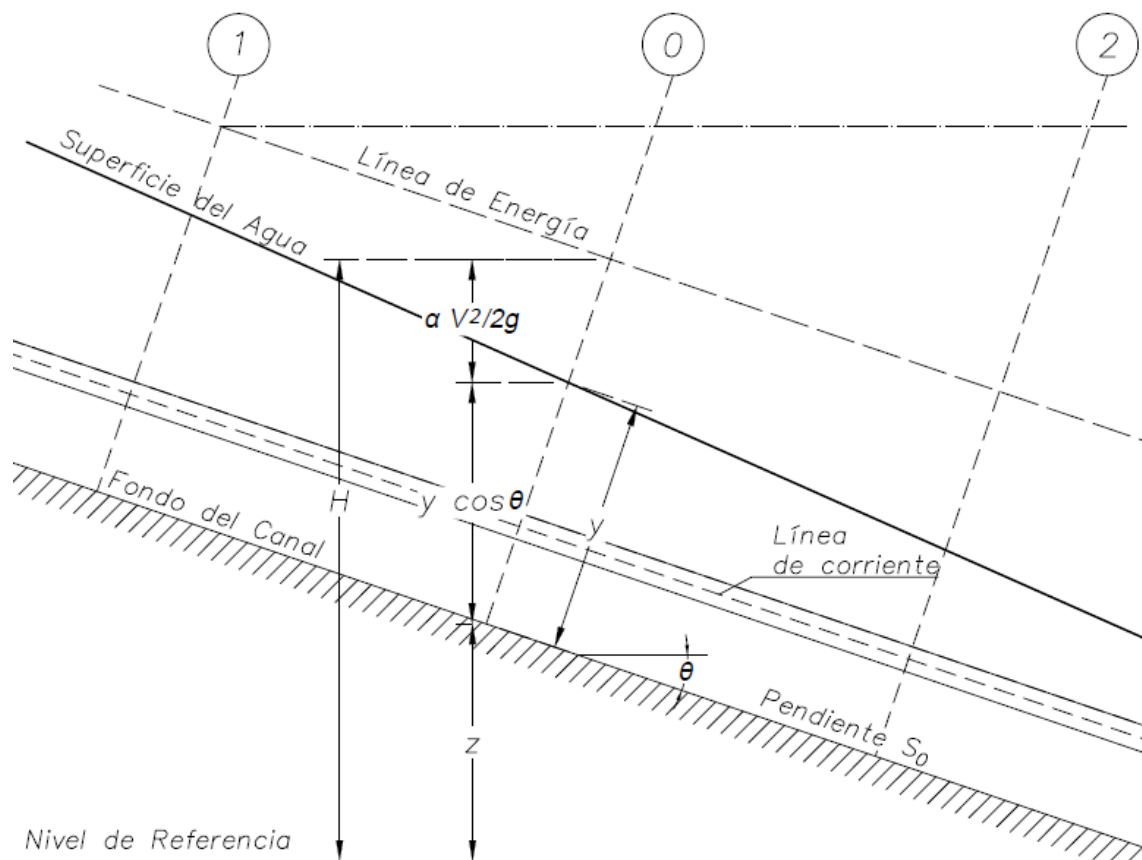
Es igual a la profundidad del flujo en el caso de canales rectangulares. Se representa mediante la relación:

$$Y = \frac{A}{T} \quad (2-3)$$

2.2.6. Energía del Flujo en Canales Abiertos

Se define como energía total del flujo en canales abiertos a la sumatoria de la altura total de agua y la altura de energía cinética, esto para todos los puntos a lo largo del eje del canal (Chow, 1994). El lugar geométrico formado por dicha sumatoria de alturas en cada punto del canal se denomina línea de energía (Streeter, et al., 2000). La energía total en la sección del canal se expresa mediante la ecuación deducida en base a la siguiente figura:

Figura 4. Energía en el Flujo de un Canal Abierto.



Fuente: Chow (1994, pág. 39)

Si se determina la energía total en un determinado punto del canal se obtiene:

$$H = z + y \cos\theta + \alpha \frac{v^2}{2g} \quad (2-4)$$

Donde:

- H: Energía total en la sección del Canal;
- z: Altura desde el nivel de referencia;
- y: Profundidad del flujo;
- V: Velocidad media del flujo;

- g: Aceleración de la gravedad;
- θ : Ángulo del fondo del canal;
- α : Coeficiente de Coriolis para corrección por distribución de velocidades;

Si el ángulo del fondo del canal – θ - es menor que 6° la distribución de presión debido al peso del agua y la componente vertical del nivel del agua – $y \cos\theta$ - no varían más allá del 1%, por lo que no influye de manera significativa en el diseño del canal y se puede ignorar (Chow, 1994, pág. 32). Un canal con una pendiente de 6° corresponde aproximadamente a un canal de pendiente del 10%, el cual será la frontera entre un canal de pendiente alta y baja.

Adicionalmente, se tiene el coeficiente de Coriolis – α - el cual es un coeficiente de corrección para la velocidad media del flujo por la distribución de la velocidad en la sección del canal. De acuerdo con Chow (1994):

Para canales de sección transversal regular y alineamiento más o menos recto, el efecto de la distribución no uniforme de velocidades en el cálculo de la altura de velocidad y el momentum es pequeño, especialmente en comparación con otras incertidumbres involucradas en el cálculo. Por consiguiente, a menudo los coeficientes se suponen iguales a la unidad.”, por lo mismo se considera igual a uno. (págs. 27-28)

Como consideración adicional para el caso del modelo planteado en el presente trabajo, se sabe que la distribución de velocidades no es uniforme. No obstante, en el modelo no es factible determinar esta distribución de velocidades, pues se tendrán profundidades del flujo muy pequeñas en el orden de las unidades de milímetros (véase 3.2.2.1). Se desprende de esta aclaración, que se requeriría instrumentación muy precisa y sofisticada, que determine exactamente fracción de milímetro a fracción de milímetro la variación de la profundidad y en función de esta la velocidad correspondiente. Por todo lo enunciado, se asumirá para este trabajo que la distribución es uniforme.

Por lo expuesto, la ecuación (2-4) se simplifica a la siguiente:

$$H = z + y + \frac{V^2}{2g} \quad (2-5)$$

2.2.6.1. Energía Específica

Se define como la energía por unidad de masa de agua en cualquier sección de un canal medida con respecto al fondo de este (Chow, 1994). Se la expresa a través de la siguiente ecuación:

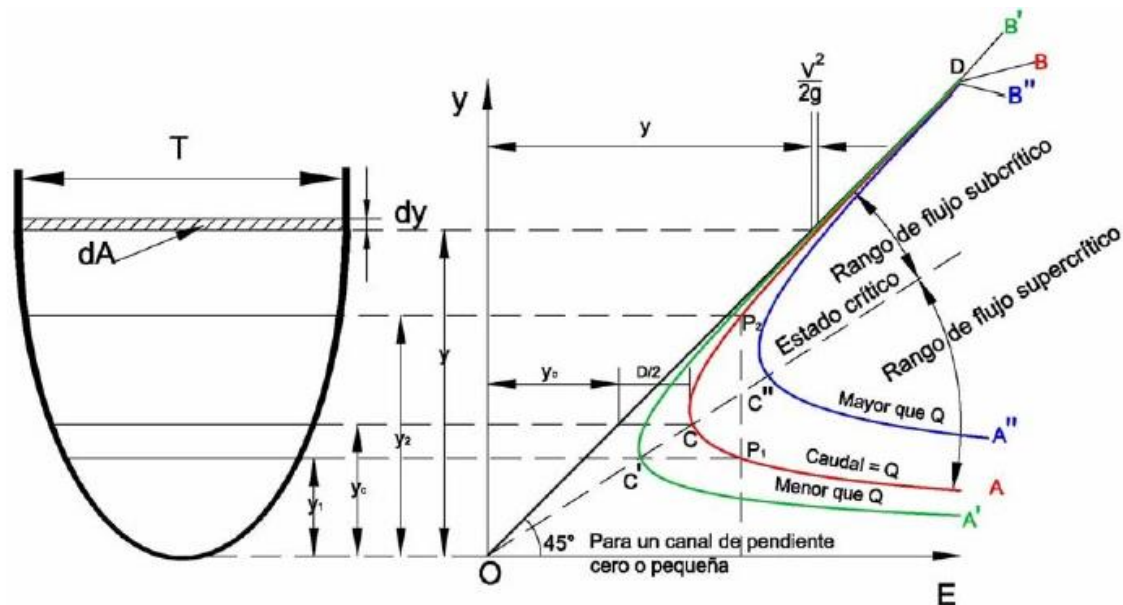
$$E = y + \frac{V^2}{2g} = y + \frac{Q^2}{2gA^2} \quad (2-6)$$

Donde:

- E: Energía Específica del Flujo.

Si se considera que las variables en la ecuación son la profundidad del flujo así como el área que depende de la anterior y se grafica dicha ecuación con la profundidad del flujo en el eje de las ordenadas y la energía en el eje de las abscisas, se genera la relación de la Figura 5, donde para un mismo valor de energía específica se van a tener dos profundidades posibles, una alta y una baja, así como dos valores de velocidad, una baja y una alta, respectivamente (Sotelo Ávila, Hidráulica de Canales, 2002).

Figura 5. Curva De Energía Específica.

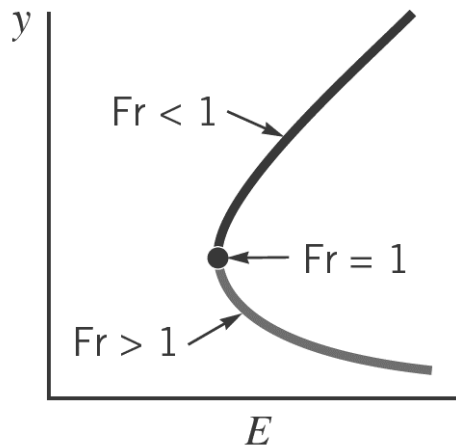


Fuente: Chow (1994, pág. 42)

La energía específica mínima, ubicada sobre el punto C', en la nariz de la curva, corresponderá a la **altura crítica** del flujo, donde el número de Froude es igual a uno ($F = 1$). Es el único punto al que le corresponde únicamente una altura. Las alturas mayores a la crítica determinarán un régimen subcrítico en el flujo y el número de Froude será menor que uno ($F < 1$); mientras que para alturas menores a la crítica se tendrá

un régimen supercrítico en el flujo con un número de Froude mayor a la unidad ($F > 1$) (Munson, Okiishi, Huebsch, & Alric, 2012), esto se ilustra en la Figura 6.

Figura 6. Regímenes de Flujo Explicados en la Curva de Energía Específica



Fuente: Munson, et al. (2012, pág. 562)

Normalmente, cuando hay cambios de profundidad en el canal el régimen de flujo sufre un cambio crítico a subcrítico y viceversa. Cuando el cambio se genera de manera rápida y en una distancia corta se conoce como fenómeno local, existen dos tipos de fenómenos locales, la caída y el resalto hidráulicos.

- Caída hidráulica.

Cuando de una profundidad alta cambia a una baja profundidad. Posee una curva invertida y su punto de inflexión es la profundidad crítica, el flujo cambiará de régimen subcrítico a supercrítico (Chow, 1994).

- Resalto hidráulico

Cambio de nivel bajo a alto, ocurre normalmente en compuertas de regulación o en cambios de pendientes muy pronunciadas a pendientes muy bajas, como ocurre en el caso de un vertedero sobre el cual el agua escurre por una pendiente alta y al llegar al fondo del vertedero se encuentra con una pendiente relativamente baja (Mott, 2006). Este fenómeno no se produce siempre bajo el mismo régimen de flujo, depende de las estructuras por las que escurrirá el agua; si se quiere que se produzca después de una compuerta, el flujo aguas arriba debe ser supercrítico, si la estructura es un vertedero, se requiere que el flujo aguas arriba sea subcrítico (Munson, et al., 2012).

2.2.7. Flujo Crítico

El flujo crítico en una sección corresponde, como se indicó anteriormente, al estado en el cual el flujo presenta la menor cantidad de energía específica. La altura crítica del flujo determina la sección crítica del mismo. Para un caudal determinado, se producirá

la altura crítica bajo una única pendiente, denominada pendiente crítica. Si se tiene una pendiente menor a esta se producirá un flujo subcrítico y si es mayor, un flujo supercrítico.

Para determinar la altura crítica se parte de la ecuación de continuidad:

$$V_c = \frac{Q}{A} = \frac{Q}{b y_c} = \frac{q}{y_c} \quad (2-7)$$

Donde:

- V_c : Velocidad Crítica¹;
- Q : Caudal en el Canal;
- b : Ancho del Canal;
- y_c : Profundidad Crítica;
- q : Caudal Unitario².

Y si se conoce que la altura crítica se produce cuando el número de Froude es igual a uno, o despejando:

$$V_c = \sqrt{g y_c} \quad (2-8)$$

Reemplazando la ecuación (2-7) en la ecuación (2-8) y ordenando los términos se tiene una expresión con la cual se puede determinar la **altura crítica**:

$$y_c = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} \quad (2-9)$$

2.2.8. Flujo Uniforme

El flujo uniforme, como se vio, corresponde al flujo en el cual en una longitud determinada del canal se tiene la misma profundidad, caudal, velocidad y pendiente (Giles & Evett, 2010). En este tipo de flujo se considera que la línea de energía, la línea piezométrica y la pendiente en el fondo del canal son paralelas. Se considera, además, que el flujo es uniforme y permanente.

Para describir el comportamiento en canales abiertos se han deducido por diferentes métodos la siguiente expresión, la cual es aplicable bajo las siguientes suposiciones y condiciones: una pendiente relativamente baja, un flujo turbulento y uniforme.

¹ Velocidad Crítica: Velocidad producida cuando ocurre el flujo crítico;

² Caudal Unitario: Caudal por unidad de longitud.

Tomando la deducción de Munson, et al., (2012) para determinar la velocidad en canales abiertos:

$$V = C\sqrt{R_h S} \quad (2-10)$$

Donde:

- C: Coeficiente en Función de la Rugosidad de la Conducción;
- R_h : Radio Hidráulico;
- S: Pendiente del Fondo del Canal.

Esta expresión es conocida como la ecuación de *Chézy*, un ingeniero francés -*Antoine Chezy*- quien desarrolló la expresión en 1768 (Munson, et al., 2012). Esta expresión fue verificada en base a la experimentación de Bazin en canales artificiales, la cual indicaba que el exponente de la pendiente de $1/2$ era correcto, sin embargo, el del radio hidráulico estaba entre 0,65 y 0,84 por lo cual se optó por el valor de $2/3$ para el exponente (Chow, 1994).

2.2.8.1. Ecuación de Manning

La ecuación de Manning, desarrollada por Robert Manning, un ingeniero irlandés, en 1889 es la siguiente:

$$V = \frac{1}{n} R_h^{2/3} S^{1/2} \quad (2-11)$$

Esta expresión es similar a la de *Chézy*, con la diferencia del coeficiente de rugosidad de Manning (**n**) y el exponente del radio hidráulico. Las unidades de este coeficiente son $[T]/[L]^{-3}$. En la Tabla 1 se señalan valores comunes del coeficiente de Manning.

Tabla 1. Valores del Coeficiente de Manning.

Tipo y Descripción del Canal	Mínimo	Normal	Máximo
A. Metales			
a) Latón, liso	0,009	0,010	0,013
b) Acero:			
1. Con bridas y soldado.	0,010	0,012	0,014
2. Remachado y espiral.	0,013	0,016	0,017
c) Hierro fundido:			
1. Con recubrimiento superficial.	0,010	0,013	0,014
2. Sin recubrimiento.	0,011	0,014	0,016
B. No Metales:			
a) Acrílico.	0,008	0,009	0,010

Fuente: Sotelo Ávila (2002, pág. 95)

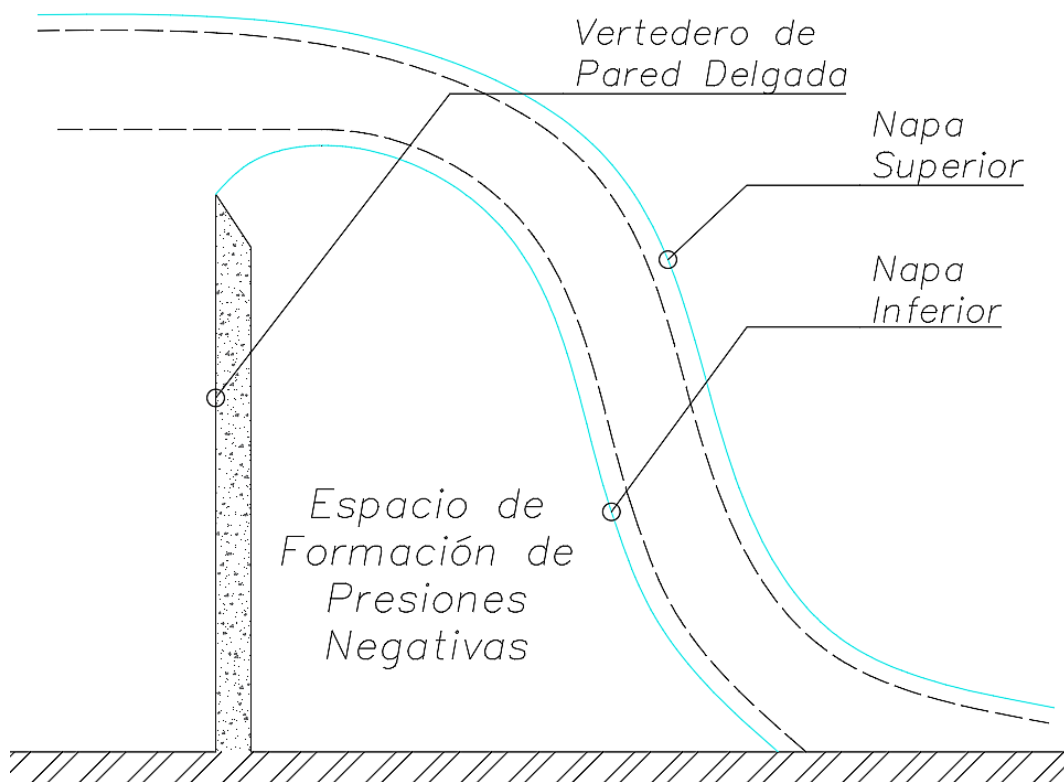
2.3. Vertedero de Cimacio

2.3.1. Definición, Función y Uso de Vertederos

Los vertederos son estructuras que consisten en paredes transversales al flujo en el canal, se utilizan con el fin de ayudar a que el agua en exceso pase de forma libre o controlada a través de ellos para luego ser conducida de regreso al cuerpo de agua o hacia algún drenaje natural, también se utilizan para asegurar un nivel constante del agua con el fin de realizar captaciones o derivaciones de flujos hacia distintos aprovechamientos de manera ininterrumpida (Krochin, 1986). Se pueden clasificar por su sección transversal, el funcionamiento hidráulico, o el espesor del umbral. Los vertederos se consideran estructuras muy importantes. Muchas fallas reportadas en presas han sido causadas por un mal diseño del vertedero o por vertederos de capacidades bajas en comparación a la cantidad de agua manejada (U.S. Bureau of Reclamation, 1987).

Para comprender el funcionamiento y forma del vertedero de Cimacio se requiere comprender el concepto de lo que es una napa. Se denomina **napa** a la forma descrita por la superficie del agua (Figura 7) al descargarse sobre un vertedero de pared delgada (Chow, 1994).

Figura 7. Ilustración de la Napa sobre un Vertedero de Cresta Delgada

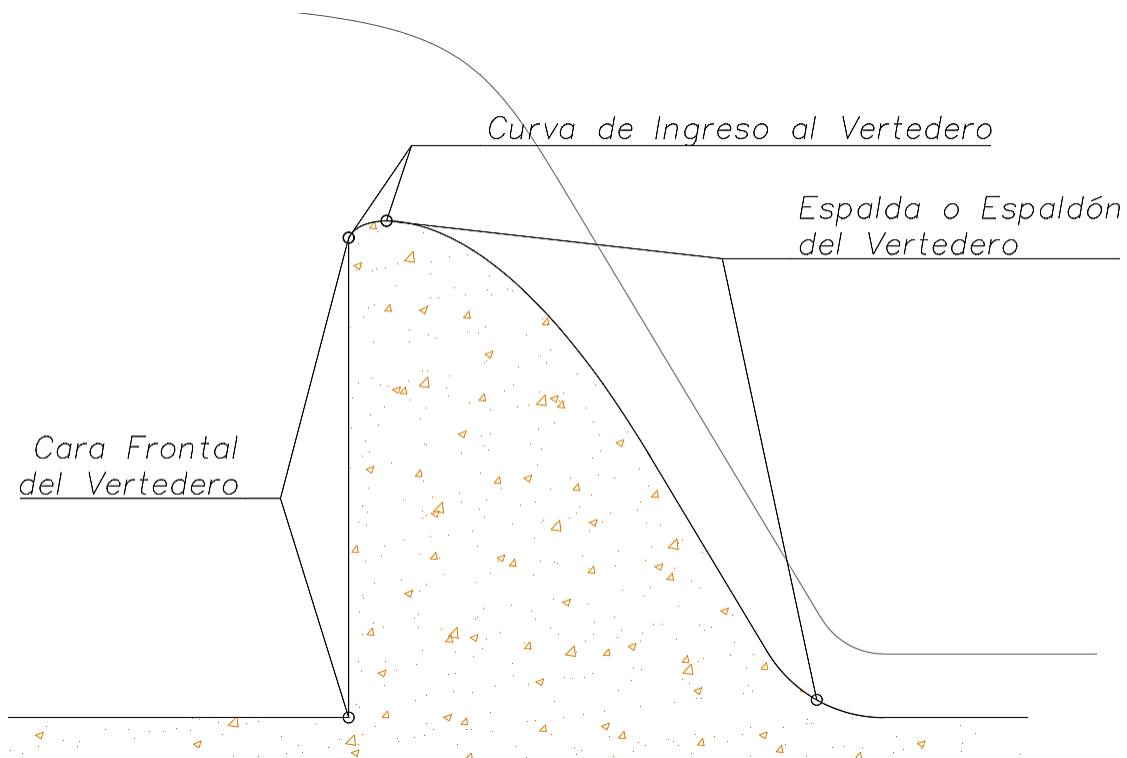


Fuente: Chow (1994, pág. 353)

Se producen, entonces, dos napas tras la descarga de un vertedero de pared delgada. Se produce una napa superior y una inferior como se ilustra en la Figura 7. La napa inferior tiende a desprenderse del perfil del vertedero, produciendo un espacio proclive a la formación de presiones negativas. Debido a estas presiones negativas se forman burbujas de aire las cuales generan efectos similares a la cavitación, deteriorando la superficie de la estructura (Kabir, 2016). Adicionalmente, esta presión negativa produce un comportamiento inestable y diferente al de diseño para el vertedero. Se pueden dar fenómenos negativos aguas abajo como por ejemplo turbulencias, remolinos, napas sumergidas, aumentos de caudal, cambios bruscos de la carga de agua, resaltos ahogados, entre otros fenómenos que deben ser considerados (Domínguez, 1934).

Para evitar estos inconvenientes se generó un vertedero con una sección que se acopla a la forma de la napa inferior (Figura 8). Inicialmente se diseñaba la cresta con forma de parábolas simples; sin embargo, las investigaciones futuras permitieron determinar ecuaciones experimentales que permiten trazar secciones que se ajustan mejor a la forma de la napa inferior.

Figura 8. Perfil del Vertedero de Cimacio.



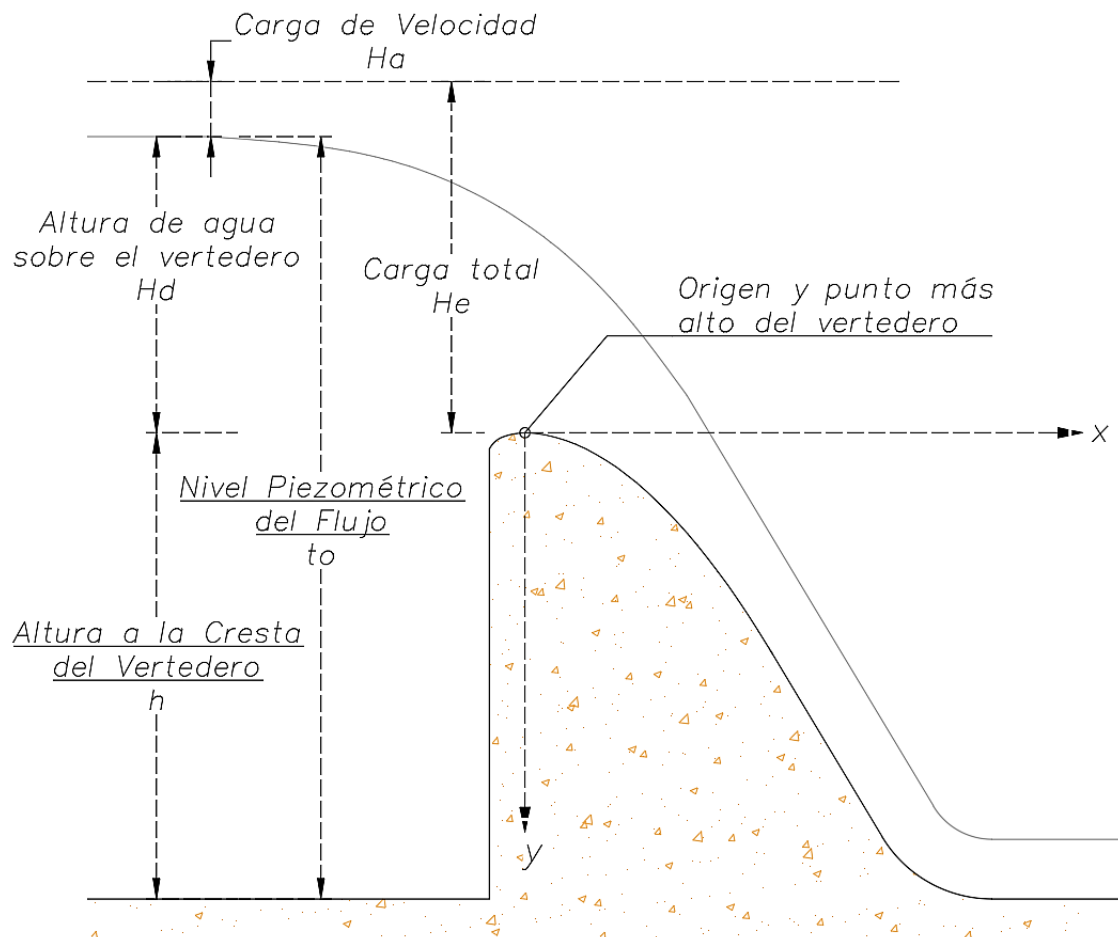
Fuente: U.S. Bureau of Reclamation (1987, pág. 366)

El vertedero diseñado con este fin es conocido como vertedero de Cimacio. Está conformado por tres partes (Figura 8):

- Cara frontal: con la cual el flujo entra en contacto en primera instancia y la cual permite elevar el nivel del flujo, en general es un tramo recto;
- Curva de ingreso al vertedero: permite el ingreso con la forma del chorro que se generaría al descargarse el flujo por un vertedero de pared delgada;
- Espalda: también conocida como espaldón del vertedero, por la cual rebosa y se desliza el flujo una vez que su nivel sobrepasa la altura máxima del vertedero. El espaldón está conformado por tres partes: una curva definida por una ecuación, un tramo recto y un radio de salida.

El vertedero además considera diferentes alturas características (Figura 9) del flujo sobre el vertedero, que permiten el diseño de algunos de sus elementos (curva de ingreso, forma del espaldón, radio de salida).

Figura 9. Alturas Características del Vertedero de Cimacio.

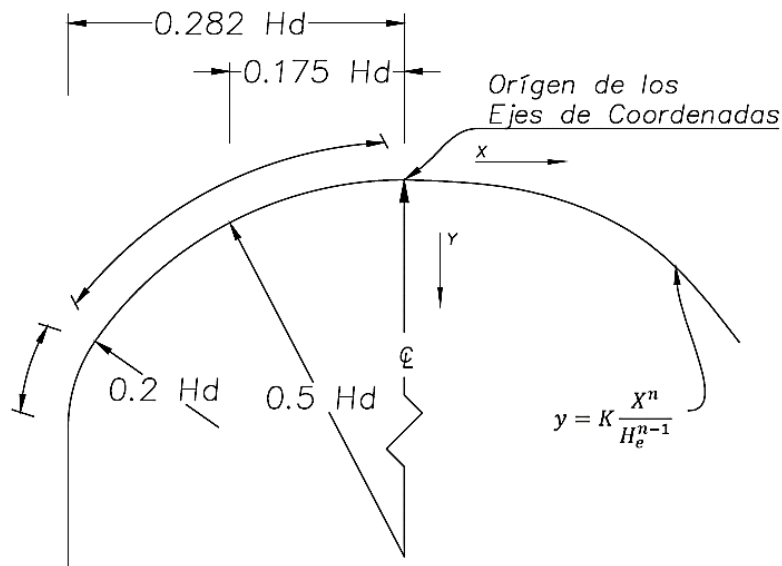


Fuente: Elaboración Propia.

El diseño del vertedero, de acuerdo con la guía de diseños hidráulicos de *U.S. Army Corps of Engineers*³ (1977) con la forma de la napa inferior se inspiró en los experimentos de Bazin del siglo XIX, estos fueron tomados por diferentes diseñadores para generar sus propias secciones de la cresta, de la misma *manera los U.S. Army Corps of Engineers* se basaron en los mismos experimentos para determinar una ecuación con la cual describir la forma de la cresta del vertedero y de la misma manera lo hizo en la costa Oeste de los Estados Unidos el *U.S. Bureau of Reclamation*⁴.

Para la curva de ingreso hacia el vertedero existen diferentes diseños estandarizados para determinar esta forma. El mismo *U.S. Bureau of Reclamation* presenta mediante un gráfico todos los valores, radios y distancias, sin embargo, de manera simplificada los *U.S. Army Corps of Engineers* presenta el esquema de la Figura 10 para el diseño del ingreso.

Figura 10. Ingreso hacia la Cresta del Vertedero.



Fuente: *U.S. Army Corps of Engineers* (1977, pág. 111)

Para el diseño de la forma de la espalda del azud vertedero se han deducido diferentes ecuaciones como la siguiente, con la diferencia en cuanto a los coeficientes **K** y **n**:

$$Y = -K \frac{X^n}{H_e^{n-1}} \quad (2-12)$$

Donde:

- X: Coordenada horizontal del perfil;
- Y: Coordenada vertical del perfil;

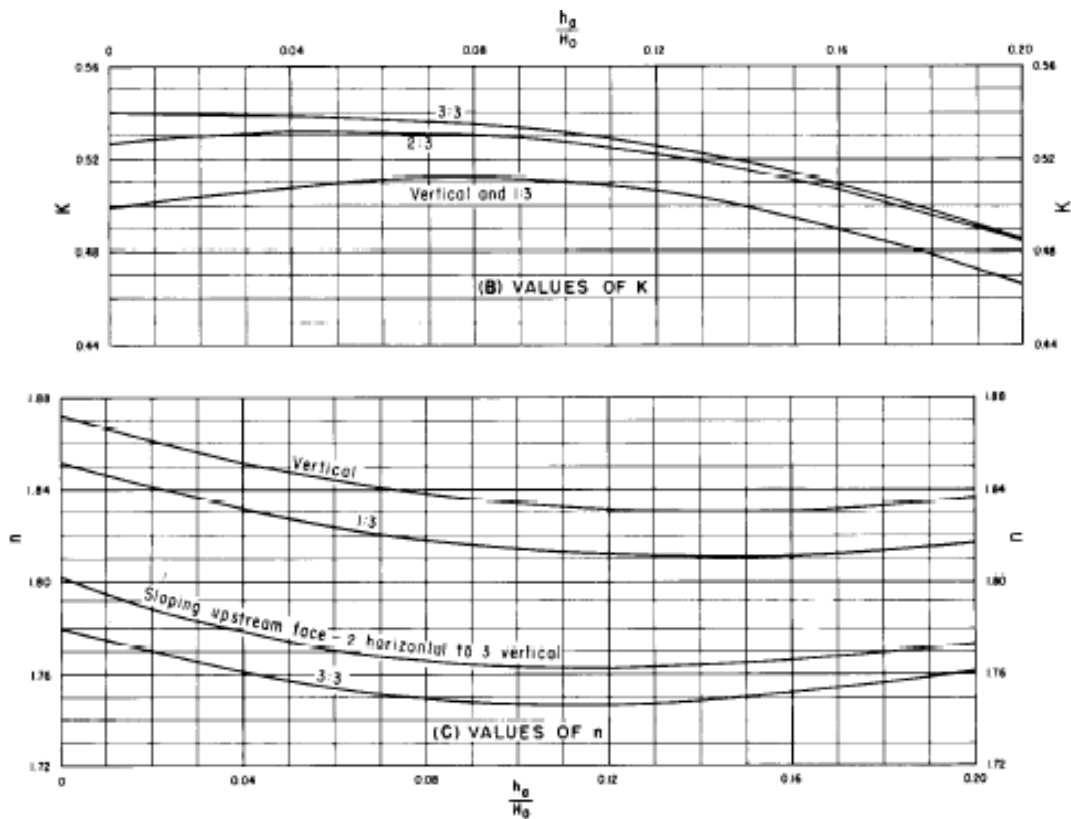
³ Cuerpo de Ingenieros del Ejército de los Estados Unidos

⁴ U.S. Bureau of Reclamation de Reclamación de los Estados Unidos

- H_e : Carga total sobre el vertedero;
- K y n : parámetros dependientes de la pendiente del paramento aguas arriba y la velocidad de aproximación.

Los *U.S. Army Corps of Engineers* utiliza los valores de 0.500 y 1.850 para K y n , respectivamente, mientras que el *U.S. Bureau of Reclamation* (1987) presenta dos gráficos donde se pueden encontrar estos valores, los cuales se encuentran a continuación:

Figura 11. Valores de los Coeficientes “K” y “n”.

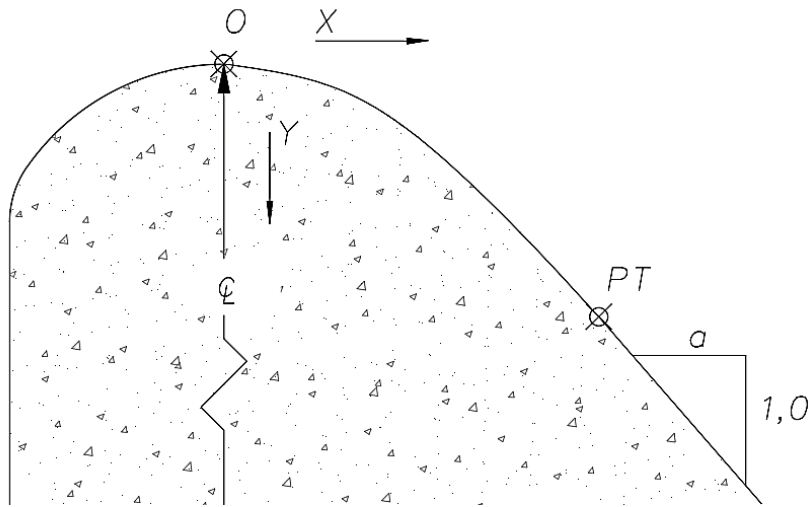


Fuente: *U.S. Bureau of Reclamation* (1987, pág. 366)

Esta curva no se extiende de manera indefinida hasta el fondo de la solera, sino que existe un punto de inflexión en la curvatura del perfil del vertedero de Cimacio. Es decir, la espalda del azud tiene una forma de ‘S’, de acuerdo con la metodología de diseño que tiene la guía de *U.S. Army Corps of Engineers* (1977, pág. 111). Para el diseño del resto de la espalda del azud, se considera un segmento recto y de pendiente constante que, finalmente, se acopla a un radio que da con el fondo del canal. Para determinar el punto de tangencia donde se acopla la curva parabólica con el segmento recto se debe seleccionar una pendiente de diseño.

Para determinar dicha pendiente se recomiendan valores para la variable a entre 0,3 y 1,0 (*US Army Corps of Engineers*, 1985, p. 52):

Figura 12. Punto de Tangencia y Tramo Recto del Perfil del Vertedero.



Fuente: Elaboración Propia.

Al denominarse tangencial, el lugar geométrico donde se conectan estos dos segmentos será igual a la primera derivada de la ecuación de la curva parabólica del primer tramo del azud:

$$\frac{dY}{dx} = -Kn \frac{X^{n-1}}{H_e^{n-1}} = \frac{1,0}{a} \quad (2-13)$$

Este tramo recto se conecta en el otro extremo con un radio de curvatura que enlaza con el fondo del canal. Esta curvatura se da para disipar la presión en el fondo del canal después del descenso del agua a través del vertedero, además que evita la tendencia del flujo a separarse del fondo del canal (U.S. Bureau of Reclamation, 1987, pág. 385). Existen radios de curvatura mínimos que deben de respetarse y, conforme al U.S. Bureau of Reclamation (1987, pág. 385) se tiene que el radio en el tramo final del vertedero será:

$$r > 5y_1 \quad (2-14)$$

Donde:

- r: Radio de curvatura al final del vertedero;
- y_1 : Nivel del agua a la salida del vertedero.

2.3.2. Capacidad de Descarga

El vertedero de Cimacio posee una forma especial de su cresta que le permite una descarga óptima, si se lo compara con otros tipos de perfiles sometidos a la misma

carga hidráulica. De acuerdo con el *U.S. Bureau of Reclamation* (1987), la descarga sobre la cresta está determinada mediante:

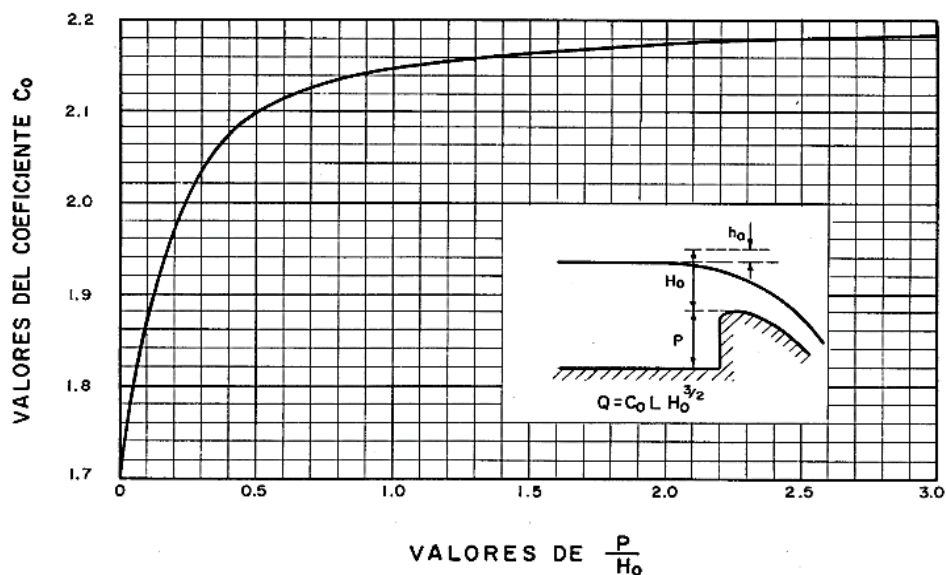
$$Q = CLH_e^{\frac{3}{2}} \quad (2-15)$$

Donde:

- Q: Caudal de descarga;
- C: Coeficiente de descarga;
- L: Ancho efectivo de la cresta;
- H_e : altura de energía total sobre la cresta.

El coeficiente de descarga depende de algunos factores como la altura de aproximación del agua, la relación entre la forma de la cresta con la forma de una napa ideal, la pendiente del paramento, y condiciones aguas arriba y aguas abajo. Para el diseño de un vertedero de Cimacio se requiere este coeficiente, para encontrarlo se utiliza la Figura 13 hallada en el *U.S. Bureau of Reclamation* of Reclamation, que compara la relación de la altura de la cresta del vertedero con la carga de agua sobre el mismo, con el coeficiente de descarga.

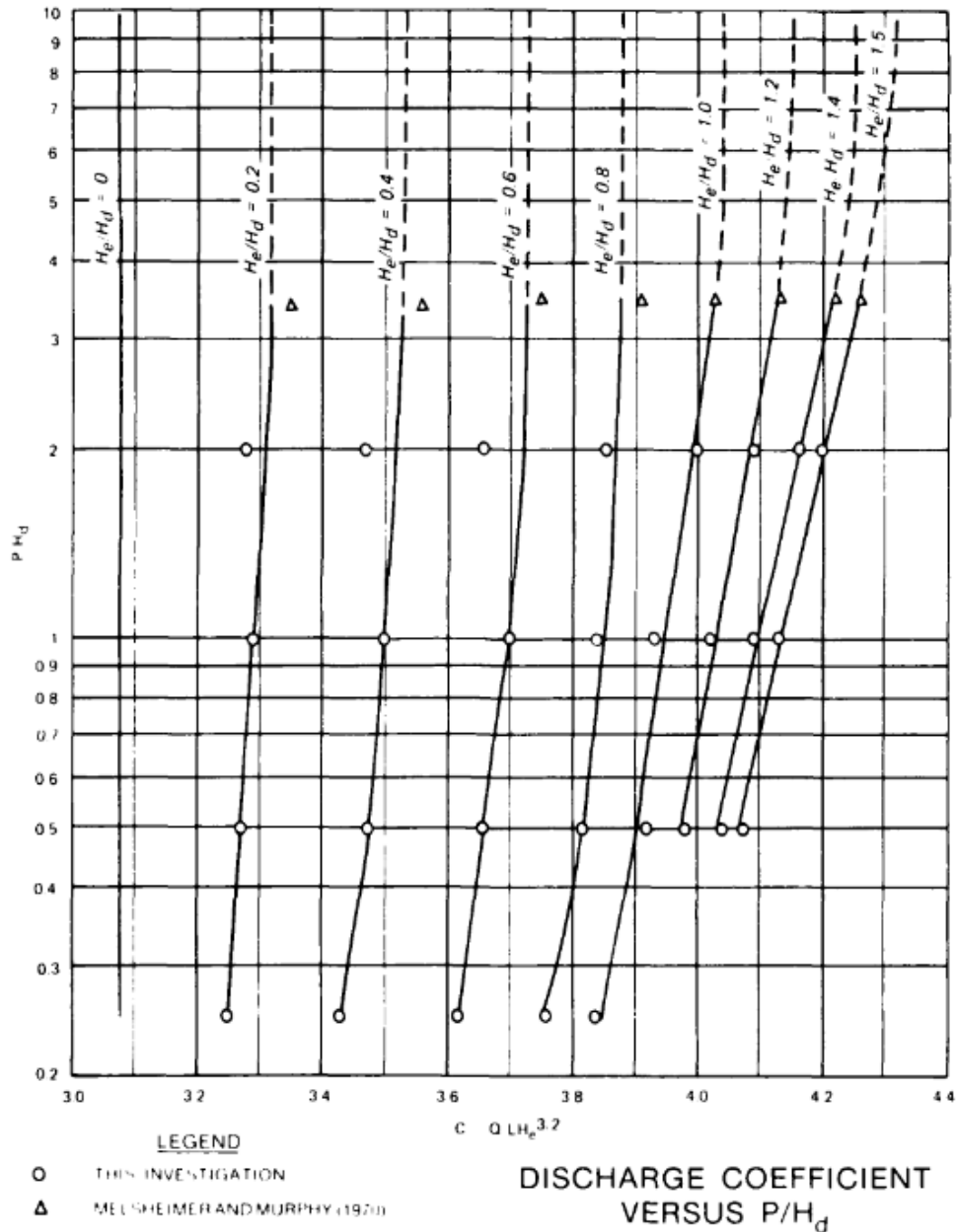
Figura 13. Coeficiente De Descarga Para Cimacios con Paramento Vertical (Coeficiente en Unidades del S.I.)



Fuente: *U.S. Bureau of Reclamation* (1987, pág. 370)

Pese a que se cuenta con la figura anterior, la limitante de esta gráfica es la relación entre la altura del paramento y la descarga sobre esta. Se tiene también la Figura 14 dada por los *US Army Corps of Engineers* (1985, pág. 47) para vertederos con un paramento vertical.

Figura 14. Coeficientes de Descarga para Vertederos con Paramento Vertical.



Fuente: US Army Corps of Engineers (1985)

En este conjunto de curvas se puede observar los coeficientes de descarga⁵ para valores de P/H_d mayores a tres, a diferencia de la figura anterior.

2.4. Resalto Hidráulico en Canales Rectangulares

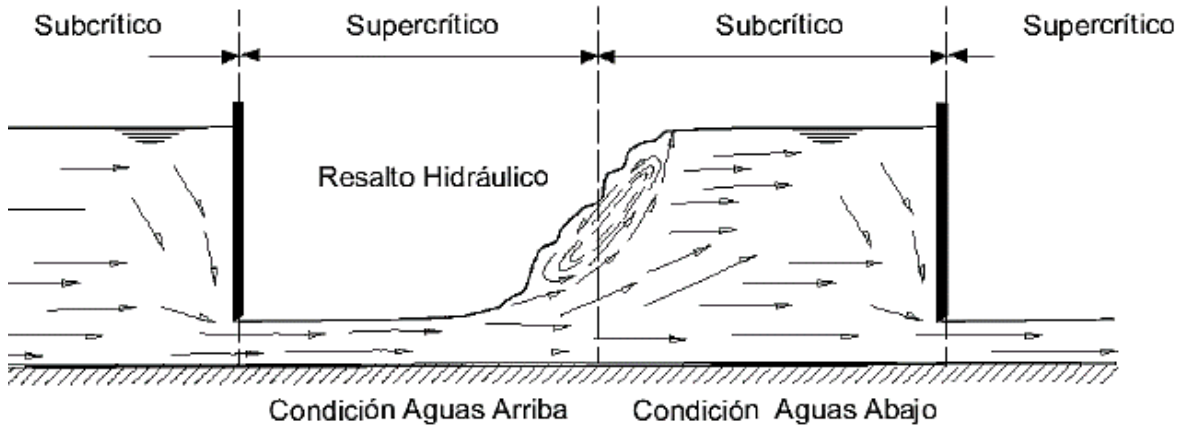
2.4.1. Definición

El resalto hidráulico es conocido como un fenómeno local, el cual se da cuando existe un cambio en la profundidad del agua de un nivel bajo a uno mayor, este es producido por barreras en el flujo originalmente uniforme, y genera la formación de remolinos

⁵ Los valores de los coeficientes de descarga están en unidades del sistema inglés: $ft^{1/2}/s$.

turbulentos donde el régimen de flujo se transforma de supercrítico (aguas arriba) a subcrítico (aguas abajo).

Figura 15. Esquema De Un Resalto Hidráulico.



Fuente: Sotelo Ávila (2002, pág. 273)

Para determinar la altura conjugada después del resalto se utiliza la siguiente ecuación:

$$\frac{y_2}{y_1} = \frac{1}{2} \left(\sqrt{1 + 8F_1^2} - 1 \right) \quad (2-16)$$

Donde:

- y_1 : Profundidad de flujo en la sección contracta;
- y_2 : Profundidad del resalto aguas abajo;
- F_1 : Número de Froude.

2.4.2. Aplicaciones

Entre sus principales aplicaciones se encuentran:

- Disipar energía en obras hidráulicas con riesgo de socavación aguas abajo;
- Aumentar el nivel de agua, se lo utiliza en proyectos de riego o de distribución;
- Estudiar y determinar el régimen de flujo y sus cambios;
- Mezclar químicos, principalmente en tratamiento de aguas, captaciones y plantas de tratamiento de aguas;
- Promover la aireación del agua, es decir, la introducción de oxígeno en esta;
- Remoción de aire en líneas de suministro, esto evita problemas en las conducciones.

2.4.3. Clasificación

El *U.S. Bureau of Reclamation* realizó ensayos para determinar las propiedades del resalto hidráulico, se llegó a clasificar por el número de Froude. Este debe ser mayor que uno, pues si $F=1$, el flujo será crítico y el resalto no llegará a formarse, debido a que las alturas conjugadas serán iguales (Sotelo Ávila, Hidráulica de Canales, 2002). La clasificación dada por *U.S. Bureau of Reclamation* (1987) será descrita en los siguientes apartados.

2.4.3.1. Resalto Ondulante.

Donde $1 \leq F \leq 1,7$, la característica es que en la superficie se pueden observar ondulaciones que se generan por este resalto.

Figura 16. Resalto Ondulante.

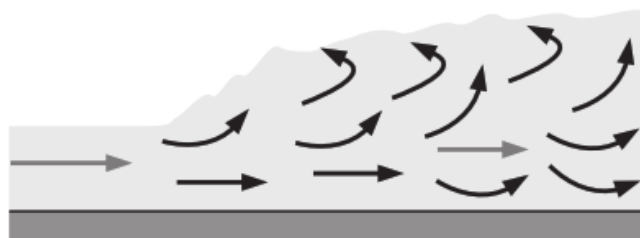


Fuente: Çengel & Cimbala (2010, pág. 712)

2.4.3.2. Resalto Débil.

Donde $1,7 \leq F \leq 2,5$, se generan remolinos sobre la superficie del resalto, la velocidad a través de la sección se mantiene constante y posee una baja pérdida de energía.

Figura 17. Resalto Débil,

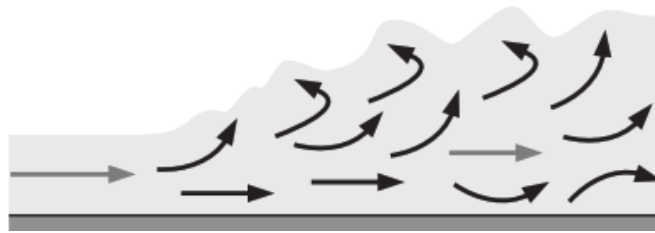


Fuente: Çengel & Cimbala (2010, pág. 712)

2.4.3.3. Resalto Oscilante.

Donde $2,5 \leq F \leq 4,5$, se genera un chorro oscilante, estas oscilaciones producen ondas grandes con períodos irregulares que generan daños a estructuras hidráulicas aguas abajo.

Figura 18. Resalto Oscilante.

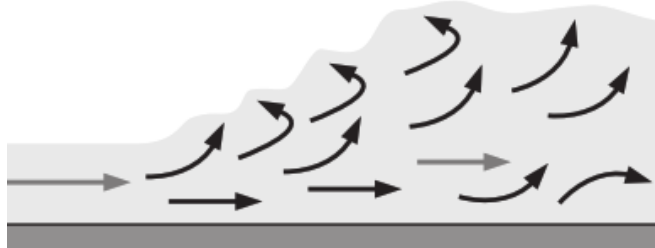


Fuente: Çengel & Cimbala (2010, pág. 712)

2.4.3.4. Resalto Estable

Donde $4,5 \leq F \leq 9$, la profundidad aguas abajo no influenciará mucho en la acción y posición que tenga el resalto. Posee el mejor comportamiento comparado con los demás tipos de resalto, y disipa de forma eficiente entre el 45% y 70% de la energía.

Figura 19. Resalto Estable.

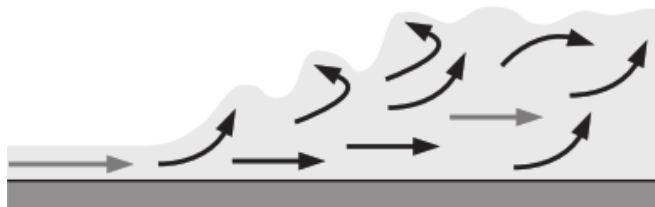


Fuente: Çengel & Cimbala (2010, pág. 712)

2.4.3.5. Resalto Fuerte.

Donde $F \geq 9$, se genera un chorro con una alta velocidad que impacta con paredes de agua generadas por el mismo resalto, generando así ondas fuertes aguas abajo; sin embargo, este resalto es mejor disipando energía pues lo hace en un porcentaje alrededor del 85%.

Figura 20. Resalto Fuerte.



Fuente: Çengel & Cimbala (2010, pág. 712)

2.4.4. Características del Resalto

a. Pérdida de energía.

Se refiere a la diferencia de las energías específicas inicial y final.

$$\Delta E = E_1 - E_2 = \frac{(y_2 - y_1)^3}{4y_1y_2} \quad (2-17)$$

Donde:

- ΔE : Pérdida de energía;
- E_1 : Energía específica inicial;
- E_2 : Energía específica final;
- y_1 : Profundidad antes del resalto;
- y_2 : Profundidad después del resalto.

b. Eficiencia

Se define como la relación entre la energía específica final e inicial. Se la representa con la siguiente ecuación:

$$\frac{E_2}{E_1} = \frac{(8F_1 + 1)^{\frac{3}{2}} - 4F_1^2 + 1}{8F_1^2(2 + F_1^2)} \quad (2-18)$$

Donde:

- E_1 : Energía específica inicial;
- E_2 : Energía específica final;
- F_1 : Número de Froude en la sección antes del resalto.

c. Altura del resalto.

Se conoce como la diferencia entre las alturas antes y después del resalto. Se la representa como:

$$h_j = y_2 - y_1 \quad (2-19)$$

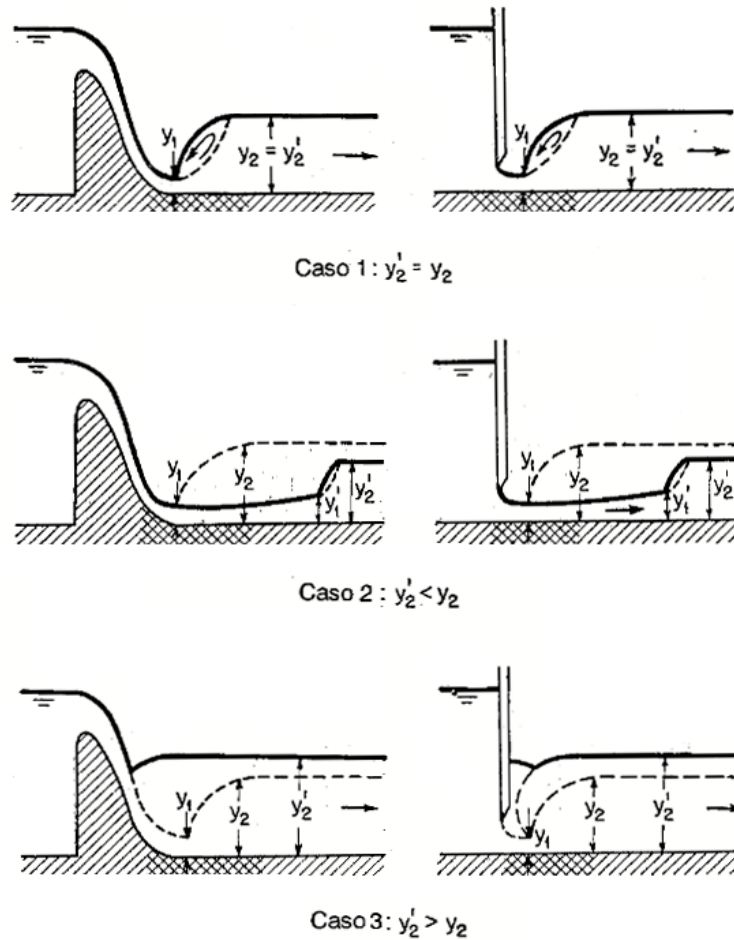
Donde:

- y_1 : Profundidad antes del resalto
- y_2 : Profundidad después del resalto

d. Posición del resalto.

La localización del resalto depende de la profundidad del flujo aguas abajo en el canal y_2' , la cual es independiente de la altura conjugada y_2 . La profundidad aguas abajo en el canal depende únicamente de las propiedades del canal como su geometría, material de revestimiento, pendiente y de obstáculos aguas abajo en el canal. Se pueden dar tres posiciones del resalto, tomando como punto de referencia la salida de la estructura que lo produce, las cuales se representan en la Figura 21:

Figura 21. Casos posibles de la localización del resalto hidráulico.



Fuente: Chow (1994)

La posición normal del resalto se da cuando la profundidad de salida del resalto hidráulico es igual a la profundidad normal del canal, $y_2 = y_2'$. Este es el caso ideal, sin embargo, es bastante sensible a variaciones en el flujo aguas arriba.

Se considera que el resalto es ahogado cuando la profundidad de salida del resalto hidráulico es menor a la profundidad normal del canal, $y_2 < y_2'$. Este se produce prácticamente en la sección de descarga de la estructura o se remonta por sobre esta. En el caso de un vertedero de Cimacio la presencia de este no es del todo negativa, no obstante, resulta menos eficiente en cuanto a la disipación de energía (Chow, 1994). Para el caso de una compuerta el caudal que se descargará será inferior al calculado debido a que el resalto se produce incluso sobre la sección contracta después de la compuerta, lo cual reduce la eficiencia de la descarga (Sotelo Ávila, Hidráulica de Canales, 2002).

El tercero de los casos es el resalto desplazado, el cual se da cuando la profundidad de salida del resalto hidráulico es mayor a la profundidad normal del canal, $y_2 > y_2'$. En este caso el resalto hidráulico, como su nombre lo indica, se desplaza aguas abajo en el

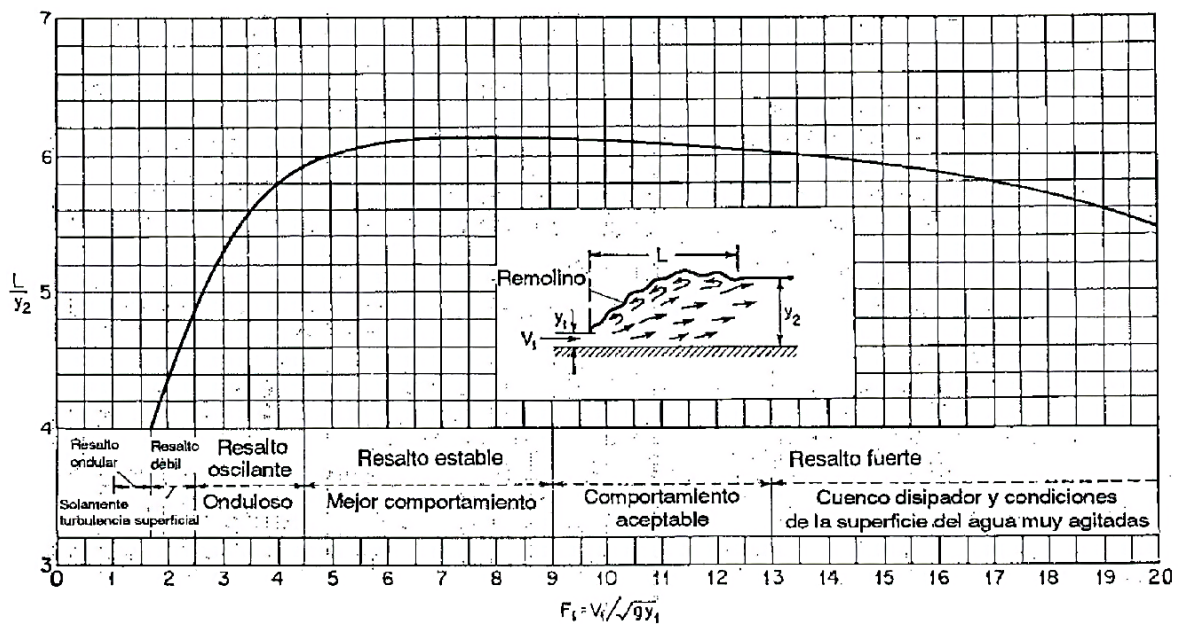
canal. Debido a este desplazamiento, se tiene una longitud en la que el flujo será supercrítico con una profundidad y_1 en la cual se producirá una erosión y socavación en la sección del canal, o representará mayores costos de revestimiento en el canal.

e. Longitud del resalto.

Se refiere a la distancia que existe entre el inicio y fin de la zona de turbulencia.

Para determinar la longitud, ingenieros hidráulicos como Fawer, Silvester, Peterka, Woyciki, Smetana, Tizon, Pavlovsky, entre otros (Sotelo Ávila, Hidráulica de Canales, 2002), han realizado experimentaciones, sin embargo, no es algo que se pueda determinar de manera sencilla, ya que existen muchas variaciones que dependen de diversos factores y complican esta tarea, así también, el *U.S. Bureau of Reclamation* realizó ensayos para obtener la siguiente gráfica en la cual se gráfica el número de Froude antes del resalto contra una relación adimensional $\frac{L}{y_2}$, siendo L la longitud del resalto, y y_2 la profundidad después del mismo.

Figura 22. Longitud En Función Del Tirante Aguas Abajo.



Fuente: Chow V. (1994, pág. 390)

Como anteriormente se mencionó conocer la longitud del resalto de forma exacta es complicado, por lo cual algunos autores llegaron a relaciones matemáticas estudiados de forma empírica, las más utilizadas se encuentran en la Tabla 2.

Tabla 2. Fórmulas Empíricas Para La Longitud Del Resalto

AUTOR	FÓRMULA EMPÍRICA
Silvester	$L/y_1 = 9.75(F_1 - 1)^{1.01}$
Peterka	$L/y_2 = 3.491 + 0.73F_1 - 0.06F_1^2 + 0.00144 F_1^3$
Woyciki	$L/y_1 = 4.05 \sqrt{1 + 8F_1^2} - 0.1F_1^2 - 12.05$
Smetana y Tizon	$L = 6(y_2 - y_1)$
Safráñez	$L = 6(y_1 F_1)$
Einwachter	$L = 8,3y_1(F_1 - 1)$
Chertusov	$L = 10,3y_1(F_1 - 1)^{0,81}$
USBR	$L = 6,9(y_2 - y_1)$

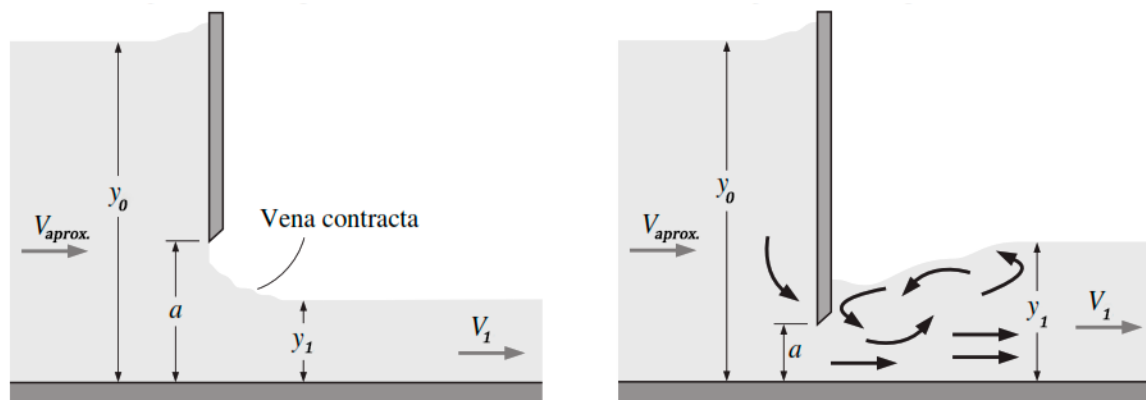
Fuente: Sotelo Ávila (2002, p. 317)

2.5. Compuertas

Una compuerta consiste en una placa móvil, plana o curva que al levantarse permite graduar la altura del orificio que se va descubriendo. La principal función que posee esta estructura es ayudar en el control de flujo de un sistema hidráulico.

Se puede tener dos tipos de flujo bajo una compuerta, de efluente libre o de efluente ahogado. El efluente libre se produce cuando la descarga se produce a la atmósfera, el resalto hidráulico que se forma puede ser desplazado aguas abajo o después de la contracción al pasar por la compuerta; el efluente ahogado se produce cuando el chorro de la descarga se sumerge por debajo del flujo produciendo un resalto hidráulico sumergido o desplazado aguas arriba. En la Figura 23 se observan los tipos de efluentes.

Figura 23. Efluentes Libre y Sumergido en una Compuerta.



Fuente: Çengel & Cimbala (2010)

El caudal que pasa por la compuerta dependerá en general de las profundidades de las aguas arriba y abajo, esto se lo determina mediante la siguiente ecuación:

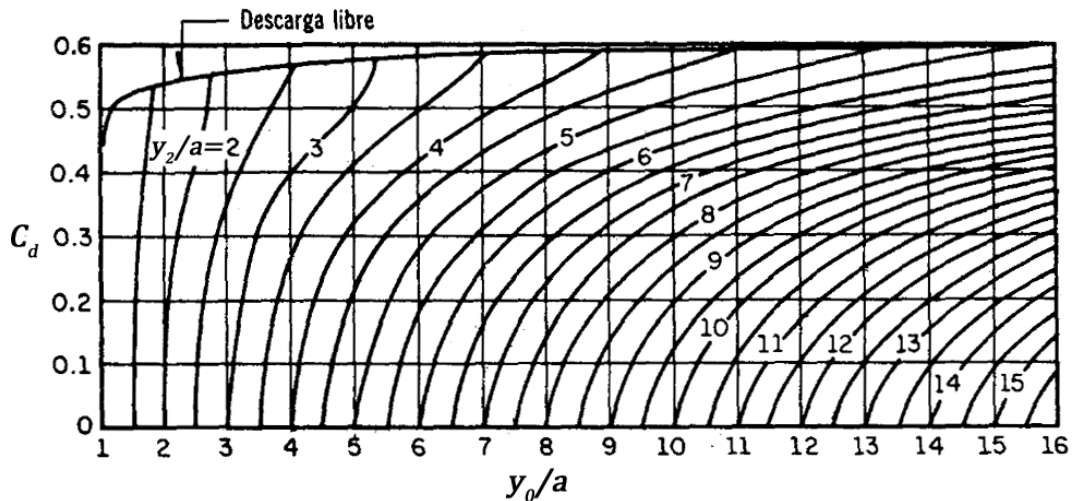
$$Q = C_d ab \sqrt{2gy_0} \quad (2-20)$$

Donde:

- C_d : Coeficiente de descarga;
- b : Ancho del canal;
- a : Altura total en la abertura de la compuerta;
- y_0 : Profundidad de flujo aguas arriba, antes de la compuerta.

Para hallar el valor del coeficiente de descarga se utiliza la siguiente gráfica para compuertas verticales, la que depende de la altura aguas arriba y de la altura en la abertura de la compuerta:

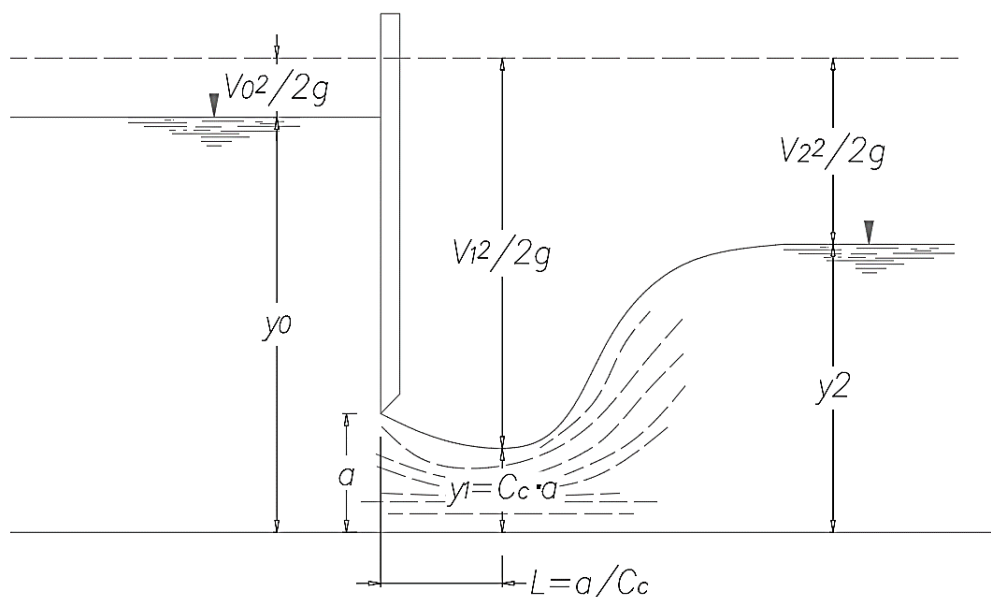
Figura 24. Coeficiente De Descarga En Compuertas Verticales.



Fuente: Cadavid (2006, pág. 178)

Por lo general se utiliza la curva de descarga libre como indica la figura. Sin embargo, cuando la descarga es sumergida y el resalto se desplaza aguas arriba en la salida de la compuerta, el problema de determinar el coeficiente de descarga depende también de la profundidad de flujo aguas abajo en el canal y por ello se introducen curvas adicionales que dependen de estas variables.

Figura 25. Alturas de una Compuerta.



Fuente: Sotelo Ávila (Hidráulica de Canales, 2002)

La altura de la contracción depende especialmente abertura de la compuerta, así como de un coeficiente de contracción para tomar en cuenta lo antes descrito (Sotelo Ávila, Hidráulica General, 1997). Para determinar el coeficiente de contracción se utiliza la ecuación empírica de Brooke (Sotelo Ávila, Hidráulica de Canales, 2002), la cual es aplicable para compuertas planas verticales:

$$C_c = 0,611 \left[1 - 0,895 \frac{a}{y_0} + 0,0893 \frac{a^2}{y_0^2} + 0,0074 \frac{a^3}{y_0^3} \right] \quad (2-21)$$

Donde:

- C_c : Coeficiente de Contracción.

Con esta ecuación se obtiene el valor de la sección contracta:

$$y_1 = C_c a \quad (2-22)$$

Además, se puede determinar la distancia entre la descarga de la compuerta y la sección contracta:

$$L = \frac{a}{C_c} \quad (2-23)$$

Se presenta además una manera adicional de hallar el coeficiente de descarga a partir del coeficiente de contracción (Sotelo Ávila, Hidráulica de Canales, 2002):

$$C_d = \frac{C_c}{\sqrt{1 + \left(C_c \frac{a}{y_0} \right)}} \quad (2-24)$$

2.6. Disipadores de Energía

Se considera como un disipador de energía a cualquier obstáculo a lo largo de la conducción que afecte a la formación del resalto hidráulico, de tal manera que pueda controlarse su posición o la distancia que toma para que el mismo se desarrolle completamente.

Debido a lo complejo que resulta el análisis del comportamiento y la distribución de velocidades ante las oscilaciones y fluctuaciones no periódicas en el resalto, hoy en día se realiza esto a través del uso de herramientas informáticas avanzadas, y un análisis fisicomatemático más profundo, que se estudia al nivel de tesis doctorales. Por tanto, existen aproximaciones y estimaciones bastante cercanas mediante la experimentación y modelación de los fenómenos.

Se puede utilizar diversos obstáculos como vertederos de pared delgada, vertederos de cresta ancha, elevaciones y caídas abruptas y, específicamente para el presente trabajo, cuencos disipadores con diferentes metodologías de diseño.

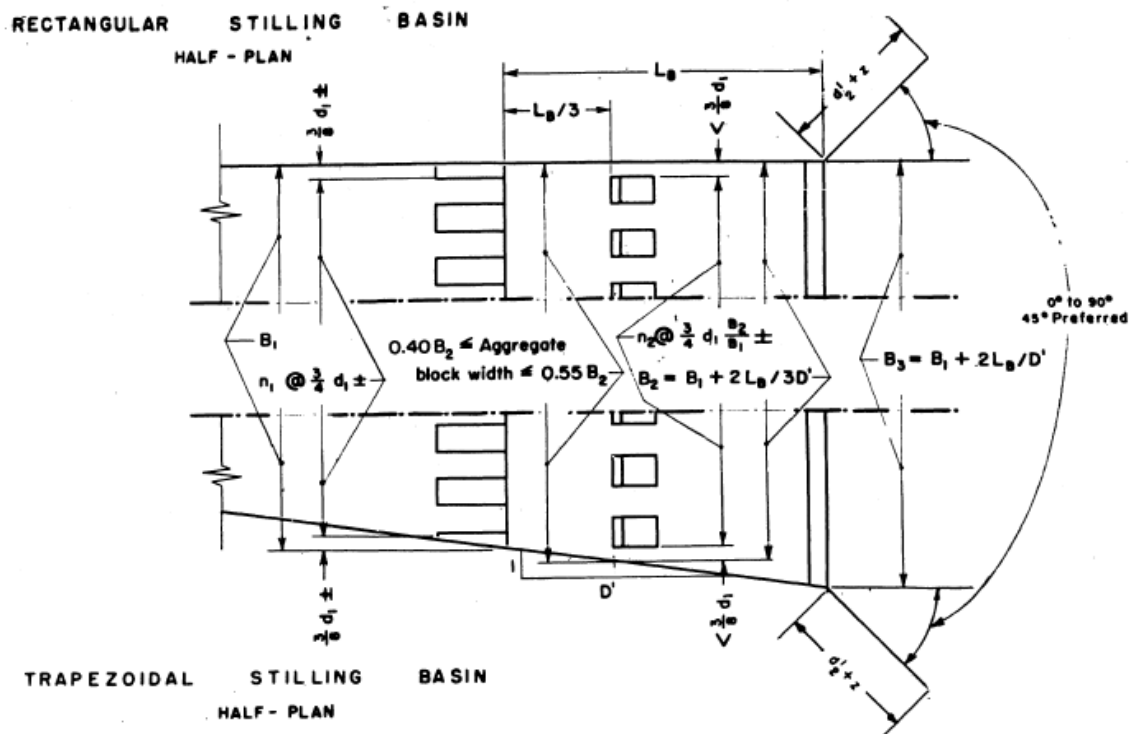
Como se indicó, los cuencos disipadores son de especial interés, ya que cuentan con una metodología de diseño aplicable independientemente del proyecto, debido a que permiten acortar la longitud de la formación del resalto hidráulico, por ello, es importante conocer su aplicabilidad, pues incluso el efecto de estos podría ser contraproducente, llegando a ahogar el resalto sobre las espaldas del azud o sobre la compuerta misma.

Los diferentes cuencos disipadores que se pueden encontrar son el cuenco simple, diseñado en primer lugar por Schoklitsch (United States Department of Agriculture, 1959), que cuenta únicamente con un umbral de salida y una profundidad diferente a la de la solera del canal; cuencos de diseño generalizado con varias filas de dados amortiguadores, pilares deflectores, umbrales de salida y, de entrada, entre otros. Los diseños generalizados y más conocidos se describirán a continuación: el cuenco disipador tipo SAF, y los cuencos disipadores tipo USBR, los cuales son algunos y se diferencian según las condiciones del flujo, especialmente según el número de Froude.

2.6.1. Cuenco Disipador Tipo Saint Anthony Falls - SAF

Su principal objetivo es el de disipar la energía del agua proveniente de descargas a altas velocidades. Es un cuenco que permite adaptarse a las necesidades de diferentes proyectos, puesto que nació ante la necesidad de estandarizar el diseño de los cuencos disipadores, frente al problema de que la literatura existente solo describía el diseño para presas que ya habían sido construidas en diferentes sitios.

Figura 26. Cuenco Disipador Tipo SAF Rectangular y Trapezoidal.



Fuente: United States Department of Agriculture (1959, pág. 9)

El dimensionamiento de este cuenco disipador es dependiente enteramente del número de Froude en la sección inicial de flujo supercrítico, y los niveles del agua antes y después del resalto. El *United States Department of Agriculture*⁶ (1959) publicó un manual simplificado para el diseño del cuenco tipo SAF a través del cual se puede determinar la longitud del cuenco, la altura del umbral de salida, la profundidad y la forma del cuenco, las dimensiones de los bloques, y su separación respecto a otros elementos del cuenco, el cual se seguirá en la fase de diseño.

2.6.2. Cuenco Disipador Tipo USBR

El diseño generalizado para el Cuenco Disipador Tipo USBR depende completamente del número de Froude del flujo dado que, para números de Froude muy bajos, menores a 1,7 ni siquiera se produce un nivel de turbulencia y una velocidad suficiente para requerirse disipadores de energía. Para cuencos con números de Froude entre 1,7 y 2,5 es opcional la construcción de un cuenco disipador simple, sin bloques ni dados u otro tipo de obstáculos adicionales (U.S. Bureau of Reclamation, 1987).

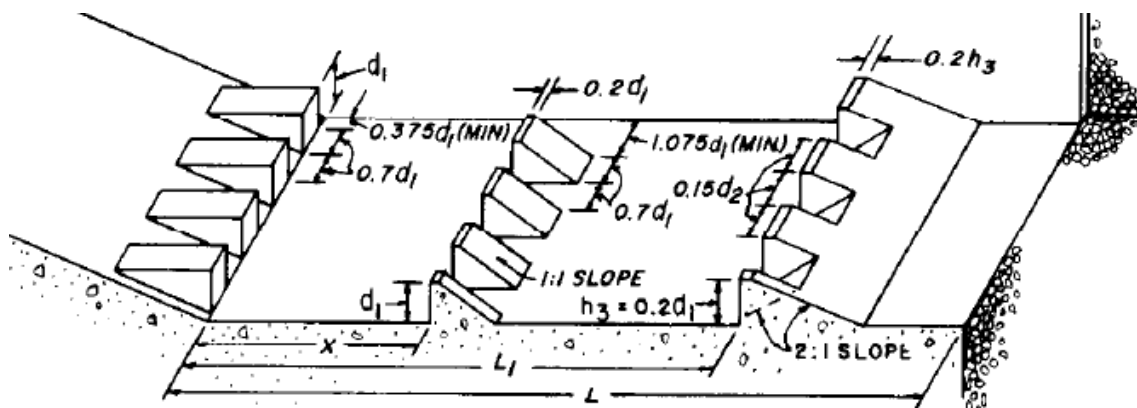
A partir de un número de Froude de 2,5 hasta 4,5, en donde está la frontera de un resalto real, se requiere un cuenco disipador tipo IV, aunque en este caso nunca se van a

⁶ Departamento de Agricultura de los Estados Unidos

eliminar las olas o fluctuaciones generadas aguas abajo en este nivel de turbulencia, no es menos cierto que ayuda al aumentar el número de Froude del flujo y produce un verdadero resalto hidráulico (U.S. Bureau of Reclamation, 1987).

Para evitar modificaciones a los diseños para números de Froude más altos y simplificar el proceso de diseño, existe un diseño generalizado especial para números de Froude bajos, sirve para canales pequeños y descarga mínima. Este no cuenta con bloques deflectores, ni umbrales de entrada o salida tan grandes, pero cuenta con pilares y umbrales dentados más pequeños que cumplen con los mismos propósitos. No obstante, cabe recalcar que la disipación de energía en flujos con números de Froude tan bajos no es muy eficiente, dado que no llega ni al 50% de disipación (U.S. Bureau of Reclamation, 1987).

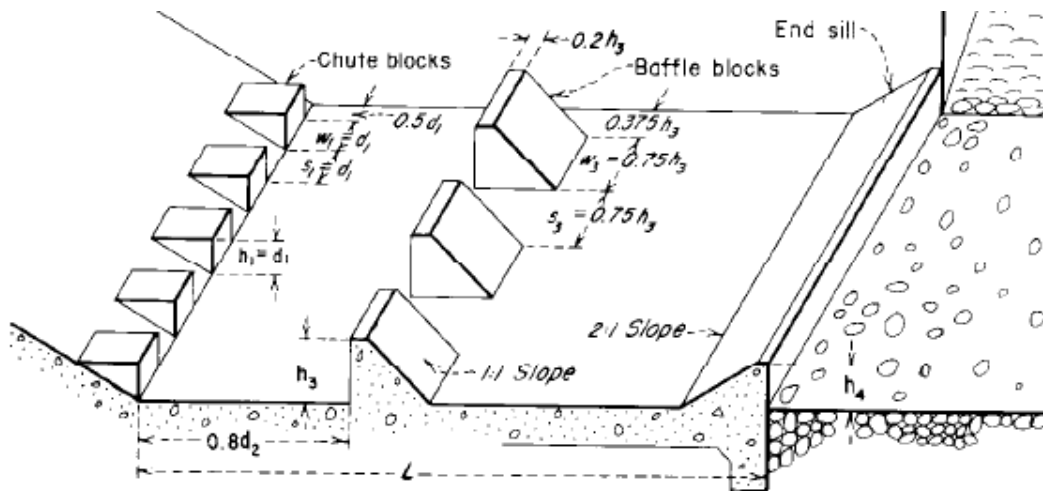
Figura 27. Cuenco Disipador Tipo USBR para Números de Froude Bajos.



Fuente: U.S. Bureau of Reclamation (1987, pág. 392)

Para números de Froude mayores a 4,5 existe el cuenco disipador número III para velocidades del flujo que no excedan los 18,3 m/s. Este tipo de cuenco cuenta con bloques deflectores y umbrales de entrada y salida mucho más robustos que los antes descritos, para realmente disipar la energía, romper el chorro del flujo, y elevarlo de tal manera que ayuda a generar la turbulencia requerida para formar el resalto mucho antes, con respecto a un cuenco sin ayuda de todos estos accesorios (U.S. Bureau of Reclamation, 1987); en la Figura 28 se puede observar el cuenco disipador tipo III.

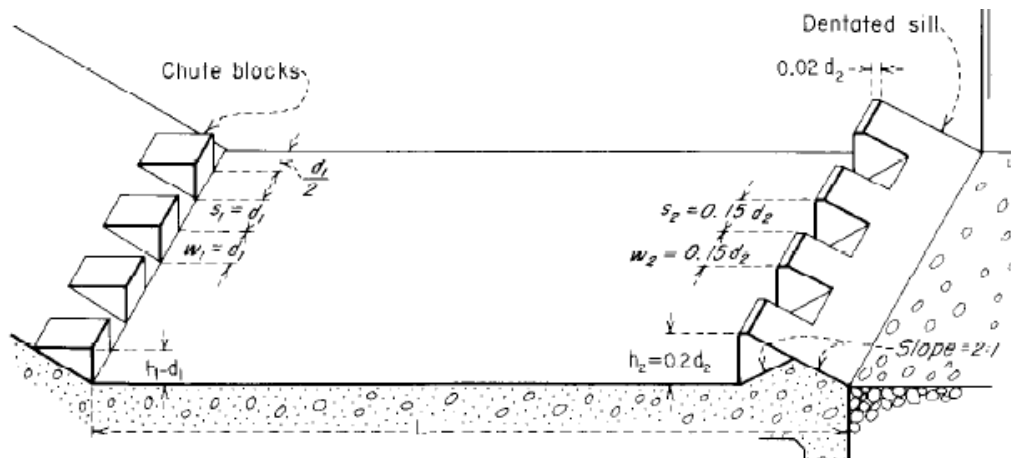
Figura 28. Cuenco Disipador USBR Tipo III.



Fuente: U.S. Bureau of Reclamation (1987, pág. 393)

En el caso de que la velocidad se exceda de los 18,3 m/s se recomienda el uso del cuenco disipador tipo II, ya que a esta velocidad la turbulencia es suficiente, y lo único que se quiere es ayudar a elevar la altura del agua, a través de los umbrales de entrada y salida (U.S. Bureau of Reclamation, 1987). Este tipo de cuenco se observa en la Figura 29.

Figura 29. Cuenco Disipador USBR Tipo II.



Fuente: U.S. Bureau of Reclamation (1987, pág. 390)

3. DISEÑO DEL MODELO HIDRÁULICO

El presente capítulo tiene por objeto dar a conocer al lector todos los cálculos, valores teóricos utilizados para el diseño, así como los resultados obtenidos a partir de las diferentes operaciones en las que se hace uso de estos valores teóricos.

3.1. Parámetros de Diseño

Se diseña en base a los siguientes datos y propuestas iniciales:

Se tiene una bomba cuyo caudal máximo de bombeo es de 40 l/min ó 0,0006 B67 m³/s.

La longitud estimada del canal según los requerimientos del laboratorio de hidráulica de la PUCE es de aproximadamente 2,00 m.

El diseño estará basado en canales comerciales para uso en laboratorios como el de la Figura 30, tomado del catálogo virtual de la empresa G.U.N.T., dedicada a la fabricación de modelos y accesorios para estos; el modelo comercial de dicha página que se acerca al que se requiere construir es de 2,50 m de longitud, y posee una sección transversal del canal de 0,086 m de base y 0,30 m de altura.

Figura 30. Canal Experimental de la Empresa G.U.N.T. Modelo HM 160.



Fuente: https://www.gunt.de/images/datasheet/595/HM-160-Experimental-flume-86x300mm-gunt-595-foto_totale.jpg

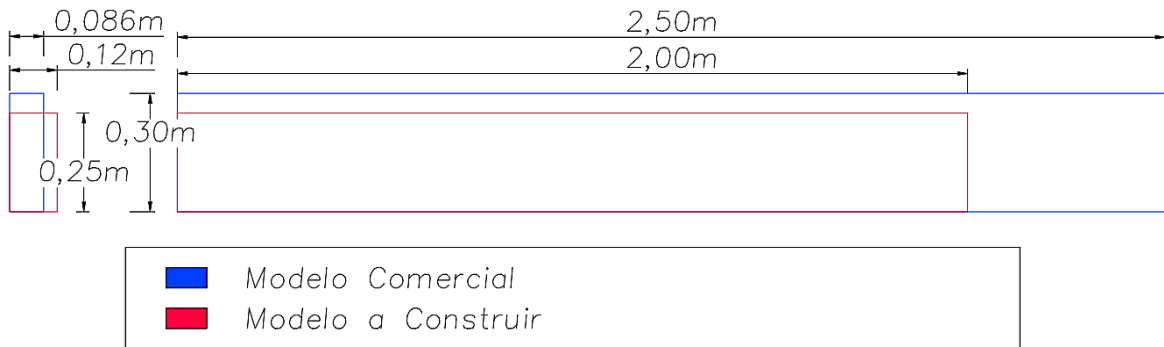
A partir de este modelo comercial y la visita y observación a los canales experimentales de los laboratorios de hidráulica de dos Universidades en Quito⁷, se tiene que la base debe ser cercana a los 0,10 m y la altura aproximada a los 0,30 m.

⁷ Canales de la Universidad Central del Ecuador y de la Universidad Politécnica Salesiana Campus Sur

3.2. Diseño Hidráulico Del Canal

Se decidió que el canal tendría dimensiones similares a las del modelo comercial, como se observa en la Figura 31, además de que facilita su fabricación, ensamblaje y facilita la observación de los distintos fenómenos en el canal.

Figura 31. Comparación entre el Modelo Comercial y el Modelo a Construir.



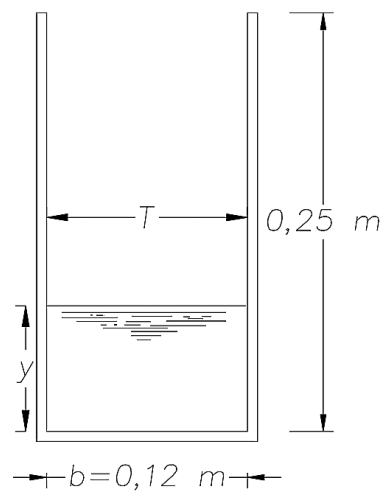
Fuente: Elaboración Propia.

Las dimensiones por las que se optó son:

- Alto: 0,25 m;
- Ancho: 0,12 m;
- Longitud: 2,00 m.

La sección del canal, así como sus elementos ilustra en la Figura 32.

Figura 32. Sección del Modelo.



Fuente: Elaboración Propia.

Se ha considerado, además, la posibilidad de regular el caudal de ingreso al canal a través de un conjunto de válvulas que permitan variar el caudal desde el 0% hasta el 100% del entregable por la bomba que es igual a 40 l/min ó 0,000667 m³/s.

3.2.1. Rango de Pendientes para el Funcionamiento del Canal

La pendiente mínima de trabajo del canal será la recomendada por Mott (2006, pág. 449) de 0,1% la cual permitirá un flujo muy tranquilo y lento, con la mayor altura posible.

La pendiente máxima de trabajo del canal está dada, como se mencionó en el capítulo anterior (0), a un ángulo de 6° o una pendiente del 10%, el valor de esta incide hasta en 1% directamente en los cálculos, lo cual no representa una diferencia considerable.

Para el secuento análisis y diseño, se considerará el rango de pendientes de la Tabla 3, específicamente, para cubrir el rango de pendientes (0,1 – 10%).

Tabla 3. Rango de Pendientes para el Diseño.

	S	S (%)
Intervalos Cortos	0,001	0,10%
	0,002	0,20%
	0,004	0,40%
	0,006	0,60%
	0,008	0,80%
	0,010	1,00%
	0,012	1,20%
	0,014	1,40%
	0,016	1,60%
	0,018	1,80%
	0,020	2,00%
Intervalos Mayores	0,040	4,00%
	0,060	6,00%
	0,080	8,00%
	0,100	10,00%

Fuente: Elaboración Propia.

El rango de pendientes se seleccionó de tal manera que se pueda visualizar el cambio de régimen de flujo, el cual se da, de forma particular para este canal, en las pendientes más bajas, por lo cual los intervalos entre 0,1% y 2% son más cercanos y en adelante son más holgados, esto se comprobará más adelante al determinar los valores del flujo crítico, así como en los resultados del presente trabajo.

3.2.2. Cálculo de Elementos Geométricos de la Sección del Canal

3.2.2.1. Profundidad del Flujo

La profundidad del flujo se determinará a través de la ecuación de Manning:

$$Q = \frac{1}{n} A R_h^{2/3} S^{1/2} = \frac{1}{n} (by) \left(\frac{by}{b + 2y} \right)^{2/3} S^{1/2} \quad (3-1)$$

Dado que se puede manejar el caudal desde 0-100%, se determinarán de forma teórica además las profundidades de flujo para cuatro caudales, correspondientes al 25%, 50%, 75% y 100% del caudal máximo entregable de la bomba. Es decir, se utilizarán los siguientes cuatro caudales:

Tabla 4. Caudales de Diseño Teóricos.

Q	Q teórico (m ³ /s)
Q25	0,00017
Q50	0,00033
Q75	0,00050
Q100	0,00067

Fuente: Elaboración Propia.

Reemplazando con los datos:

- $b = 0,12 \text{ m}$
- $n = 0,009$ (Tabla 1. Valores del Coeficiente de Manning.)

Se ordenan los términos en los que interviene la geometría del canal de un lado de la ecuación, y el resto de los términos del otro lado:

$$\frac{(by)^{5/3}}{(b + 2y)^{2/3}} = \frac{Qn}{S^{1/2}} \quad (3-2)$$

$$\frac{(0,12y)^{5/3}}{(0,12 + 2y)^{2/3}} = \frac{Q \times 0,009}{S^{1/2}} = \frac{0,009 Q}{S^{1/2}}$$

Resolviendo la ecuación (3-2) para cada uno de los diferentes caudales y pendientes descritos se tendrán las diferentes profundidades del flujo, una vez resueltas las respectivas ecuaciones como se indica en las siguientes tablas.

Tabla 5. Cálculo de Profundidad de Flujo en Función de la Pendiente para Q25.

Q25 (m³/s)	S (%)	y (m)
0,00017	0,10%	0,0096
0,00017	0,20%	0,0077
0,00017	0,40%	0,0062
0,00017	0,60%	0,0055
0,00017	0,80%	0,0050
0,00017	1,00%	0,0047
0,00017	1,20%	0,0044
0,00017	1,40%	0,0042
0,00017	1,60%	0,0041
0,00017	1,80%	0,0039
0,00017	2,00%	0,0038
0,00017	4,00%	0,0031
0,00017	6,00%	0,0027
0,00017	8,00%	0,0025
0,00017	10,00%	0,0023

Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 6. Cálculo de la Profundidad de Flujo en Función de la Pendiente para Q50.

Q50 (m³/s)	S (%)	y (m)
0,00033	0,10%	0,0151
0,00033	0,20%	0,0120
0,00033	0,40%	0,0096
0,00033	0,60%	0,0085
0,00033	0,80%	0,0077
0,00033	1,00%	0,0072
0,00033	1,20%	0,0068
0,00033	1,40%	0,0065
0,00033	1,60%	0,0062
0,00033	1,80%	0,0060
0,00033	2,00%	0,0058
0,00033	4,00%	0,0047
0,00033	6,00%	0,0041
0,00033	8,00%	0,0038
0,00033	10,00%	0,0035

Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 7. Cálculo de la Profundidad de Flujo en Función de la Pendiente para Q75.

Q75 (m³/s)	S (%)	y (m)
0,00050	0,10%	0,0197
0,00050	0,20%	0,0156
0,00050	0,40%	0,0125
0,00050	0,60%	0,0110
0,00050	0,80%	0,0100
0,00050	1,00%	0,0093
0,00050	1,20%	0,0088
0,00050	1,40%	0,0084
0,00050	1,60%	0,0080
0,00050	1,80%	0,0077
0,00050	2,00%	0,0075
0,00050	4,00%	0,0060
0,00050	6,00%	0,0053
0,00050	8,00%	0,0049
0,00050	10,00%	0,0045

Fuente: Elaboración Propia.

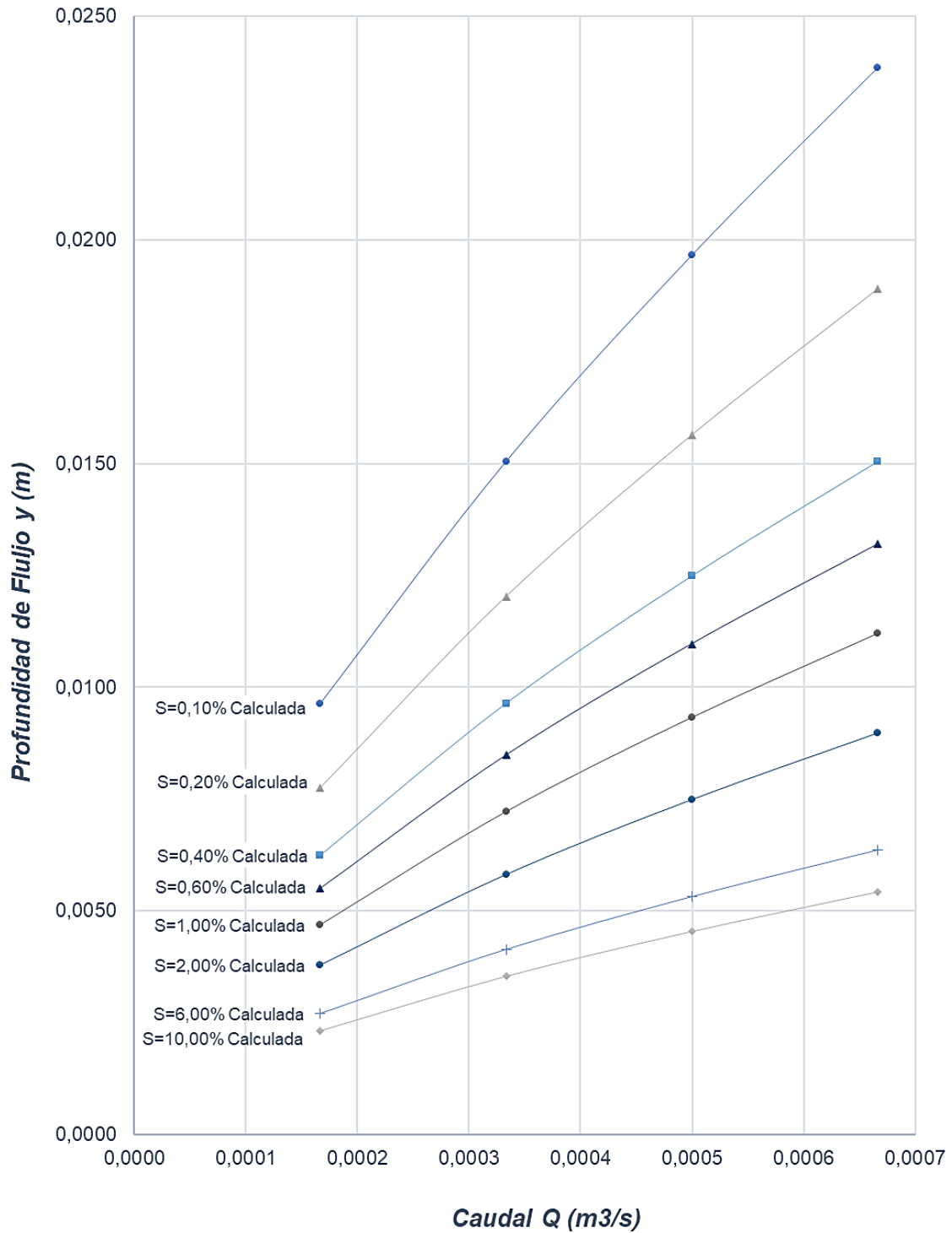
Tabla 8. Cálculo de la Profundidad de Flujo en Función de la Pendiente para Q100.

Q100 (m³/s)	S (%)	y (m)
0,00067	0,10%	0,0239
0,00067	0,20%	0,0189
0,00067	0,40%	0,0151
0,00067	0,60%	0,0132
0,00067	0,80%	0,0120
0,00067	1,00%	0,0112
0,00067	1,20%	0,0106
0,00067	1,40%	0,0101
0,00067	1,60%	0,0096
0,00067	1,80%	0,0093
0,00067	2,00%	0,0090
0,00067	4,00%	0,0072
0,00067	6,00%	0,0064
0,00067	8,00%	0,0058
0,00067	10,00%	0,0054

Fuente: Elaboración Propia.

Se observa de una mejor manera el comportamiento del flujo mediante la representación de los valores calculados sobre curvas de descarga, las cuales muestran la interacción entre la profundidad del flujo, el caudal y la pendiente. En la Figura 33 se mostrarán estas curvas:

Figura 33. Curvas de Descarga a Partir de Valores Calculados.



Fuente: Elaboración Propia.

3.2.2.2. Elementos Geométricos del Canal

A continuación, se resumen los cálculos realizados para los valores teóricos de los elementos geométricos del canal, utilizando las expresiones descritas en la sección 2.2.5, en función de las pendientes y caudales de diseño:

Tabla 9. Cálculo de Elementos Geométricos del Canal en Función de la Pendiente para Q25.

Q25 (m³/s)	S (%)	y (m)	A (m²)	Pm (m)	Rh (m)
0,00017	0,10%	0,0096	0,0012	0,1393	0,0083
0,00017	0,20%	0,0077	0,0009	0,1355	0,0069
0,00017	0,40%	0,0062	0,0007	0,1325	0,0056
0,00017	0,60%	0,0055	0,0007	0,1310	0,0050
0,00017	0,80%	0,0050	0,0006	0,1301	0,0046
0,00017	1,00%	0,0047	0,0006	0,1294	0,0044
0,00017	1,20%	0,0044	0,0005	0,1289	0,0041
0,00017	1,40%	0,0042	0,0005	0,1285	0,0039
0,00017	1,60%	0,0041	0,0005	0,1281	0,0038
0,00017	1,80%	0,0039	0,0005	0,1278	0,0037
0,00017	2,00%	0,0038	0,0005	0,1276	0,0036
0,00017	4,00%	0,0031	0,0004	0,1261	0,0029
0,00017	6,00%	0,0027	0,0003	0,1254	0,0026
0,00017	8,00%	0,0025	0,0003	0,1250	0,0024
0,00017	10,00%	0,0023	0,0003	0,1246	0,0022

Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 10. Cálculo de Elementos Geométricos del Canal en Función de la Pendiente para Q50.

Q50 (m³/s)	S (%)	y (m)	A (m²)	Pm (m)	Rh (m)
0,00033	0,10%	0,0151	0,0018	0,1501	0,0120
0,00033	0,20%	0,0120	0,0014	0,1441	0,0100
0,00033	0,40%	0,0096	0,0012	0,1393	0,0083
0,00033	0,60%	0,0085	0,0010	0,1370	0,0074
0,00033	0,80%	0,0077	0,0009	0,1355	0,0069
0,00033	1,00%	0,0072	0,0009	0,1344	0,0064
0,00033	1,20%	0,0068	0,0008	0,1336	0,0061
0,00033	1,40%	0,0065	0,0008	0,1330	0,0059
0,00033	1,60%	0,0062	0,0007	0,1325	0,0056
0,00033	1,80%	0,0060	0,0007	0,1320	0,0055
0,00033	2,00%	0,0058	0,0007	0,1316	0,0053
0,00033	4,00%	0,0047	0,0006	0,1294	0,0044
0,00033	6,00%	0,0041	0,0005	0,1283	0,0039
0,00033	8,00%	0,0038	0,0005	0,1276	0,0036
0,00033	10,00%	0,0035	0,0004	0,1271	0,0033

Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 11. Cálculo de Elementos Geométricos del Canal en Función de la Pendiente para Q75.

Q75 (m³/s)	S (%)	y (m)	A (m²)	Pm (m)	Rh (m)
0,00050	0,10%	0,0197	0,0024	0,1593	0,0148
0,00050	0,20%	0,0156	0,0019	0,1513	0,0124
0,00050	0,40%	0,0125	0,0015	0,1450	0,0103
0,00050	0,60%	0,0110	0,0013	0,1419	0,0093
0,00050	0,80%	0,0100	0,0012	0,1400	0,0086
0,00050	1,00%	0,0093	0,0011	0,1386	0,0081
0,00050	1,20%	0,0088	0,0011	0,1376	0,0077
0,00050	1,40%	0,0084	0,0010	0,1368	0,0074
0,00050	1,60%	0,0080	0,0010	0,1361	0,0071
0,00050	1,80%	0,0077	0,0009	0,1355	0,0069
0,00050	2,00%	0,0075	0,0009	0,1350	0,0067
0,00050	4,00%	0,0060	0,0007	0,1321	0,0055
0,00050	6,00%	0,0053	0,0006	0,1306	0,0049
0,00050	8,00%	0,0049	0,0006	0,1297	0,0045
0,00050	10,00%	0,0045	0,0005	0,1291	0,0042

Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 12. Cálculo de Elementos Geométricos del Canal en Función de la Pendiente para Q100.

Q100 (m³/s)	S (%)	y (m)	A (m²)	Pm (m)	Rh (m)
0,00067	0,10%	0,0239	0,0029	0,1677	0,0171
0,00067	0,20%	0,0189	0,0023	0,1578	0,0144
0,00067	0,40%	0,0151	0,0018	0,1501	0,0120
0,00067	0,60%	0,0132	0,0016	0,1464	0,0108
0,00067	0,80%	0,0120	0,0014	0,1441	0,0100
0,00067	1,00%	0,0112	0,0013	0,1424	0,0094
0,00067	1,20%	0,0106	0,0013	0,1411	0,0090
0,00067	1,40%	0,0101	0,0012	0,1401	0,0086
0,00067	1,60%	0,0096	0,0012	0,1393	0,0083
0,00067	1,80%	0,0093	0,0011	0,1386	0,0080
0,00067	2,00%	0,0090	0,0011	0,1380	0,0078
0,00067	4,00%	0,0072	0,0009	0,1344	0,0064
0,00067	6,00%	0,0064	0,0008	0,1327	0,0058
0,00067	8,00%	0,0058	0,0007	0,1316	0,0053
0,00067	10,00%	0,0054	0,0007	0,1309	0,0050

Fuente: Elaboración Propia.

3.2.3. Energía Específica del Flujo en el Canal

Se evalúa la expresión de la energía específica para cada una de las profundidades de flujo anteriormente calculadas en función de los pendientes y caudales de diseño, mediante el empleo de la ecuación presentada en el capítulo anterior (2-6).

Tabla 13. Cálculo de la Energía Específica en Función de la Pendiente para Q25.

Q25 (m³/s)	S (%)	y (m)	V (m/s)	V²/2g (m)	E (m)
0,00017	0,10%	0,0096	0,144	0,0011	0,0107
0,00017	0,20%	0,0077	0,179	0,0016	0,0094
0,00017	0,40%	0,0062	0,223	0,0025	0,0088
0,00017	0,60%	0,0055	0,253	0,0033	0,0088
0,00017	0,80%	0,0050	0,276	0,0039	0,0089
0,00017	1,00%	0,0047	0,296	0,0045	0,0092
0,00017	1,20%	0,0044	0,313	0,0050	0,0094
0,00017	1,40%	0,0042	0,328	0,0055	0,0097
0,00017	1,60%	0,0041	0,342	0,0060	0,0100
0,00017	1,80%	0,0039	0,355	0,0064	0,0103
0,00017	2,00%	0,0038	0,367	0,0068	0,0106
0,00017	4,00%	0,0031	0,453	0,0105	0,0135
0,00017	6,00%	0,0027	0,513	0,0134	0,0161
0,00017	8,00%	0,0025	0,560	0,0160	0,0185
0,00017	10,00%	0,0023	0,5997	0,0183	0,0206

Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 14. Cálculo de la Energía Específica en Función de la Pendiente para Q50.

Q50 (m³/s)	S (%)	y (m)	V (m/s)	V²/2g (m)	E (m)
0,00033	0,10%	0,0151	0,185	0,0017	0,0168
0,00033	0,20%	0,0120	0,231	0,0027	0,0147
0,00033	0,40%	0,0096	0,288	0,0042	0,0139
0,00033	0,60%	0,0085	0,328	0,0055	0,0139
0,00033	0,80%	0,0077	0,359	0,0066	0,0143
0,00033	1,00%	0,0072	0,385	0,0075	0,0148
0,00033	1,20%	0,0068	0,407	0,0085	0,0153
0,00033	1,40%	0,0065	0,427	0,0093	0,0158
0,00033	1,60%	0,0062	0,446	0,0101	0,0164
0,00033	1,80%	0,0060	0,462	0,0109	0,0169
0,00033	2,00%	0,0058	0,478	0,0116	0,0174
0,00033	4,00%	0,0047	0,592	0,0179	0,0226
0,00033	6,00%	0,0041	0,671	0,0230	0,0271
0,00033	8,00%	0,0038	0,733	0,0274	0,0312
0,00033	10,00%	0,0035	0,7852	0,0314	0,0350

Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 15. Cálculo de la Energía Específica en Función de la Pendiente para Q75.

Q75 (m³/s)	S (%)	y (m)	V (m/s)	V²/2g (m)	E (m)
0,00050	0,10%	0,0197	0,212	0,0023	0,0220
0,00050	0,20%	0,0156	0,266	0,0036	0,0193
0,00050	0,40%	0,0125	0,334	0,0057	0,0182
0,00050	0,60%	0,0110	0,380	0,0074	0,0183
0,00050	0,80%	0,0100	0,416	0,0088	0,0188
0,00050	1,00%	0,0093	0,447	0,0102	0,0195
0,00050	1,20%	0,0088	0,474	0,0114	0,0202
0,00050	1,40%	0,0084	0,497	0,0126	0,0210
0,00050	1,60%	0,0080	0,519	0,0137	0,0217
0,00050	1,80%	0,0077	0,538	0,0148	0,0225
0,00050	2,00%	0,0075	0,556	0,0158	0,0233
0,00050	4,00%	0,0060	0,691	0,0243	0,0304
0,00050	6,00%	0,0053	0,784	0,0313	0,0366
0,00050	8,00%	0,0049	0,857	0,0374	0,0423
0,00050	10,00%	0,0045	0,9177	0,0429	0,0475

Fuente: Elaboración Propia.

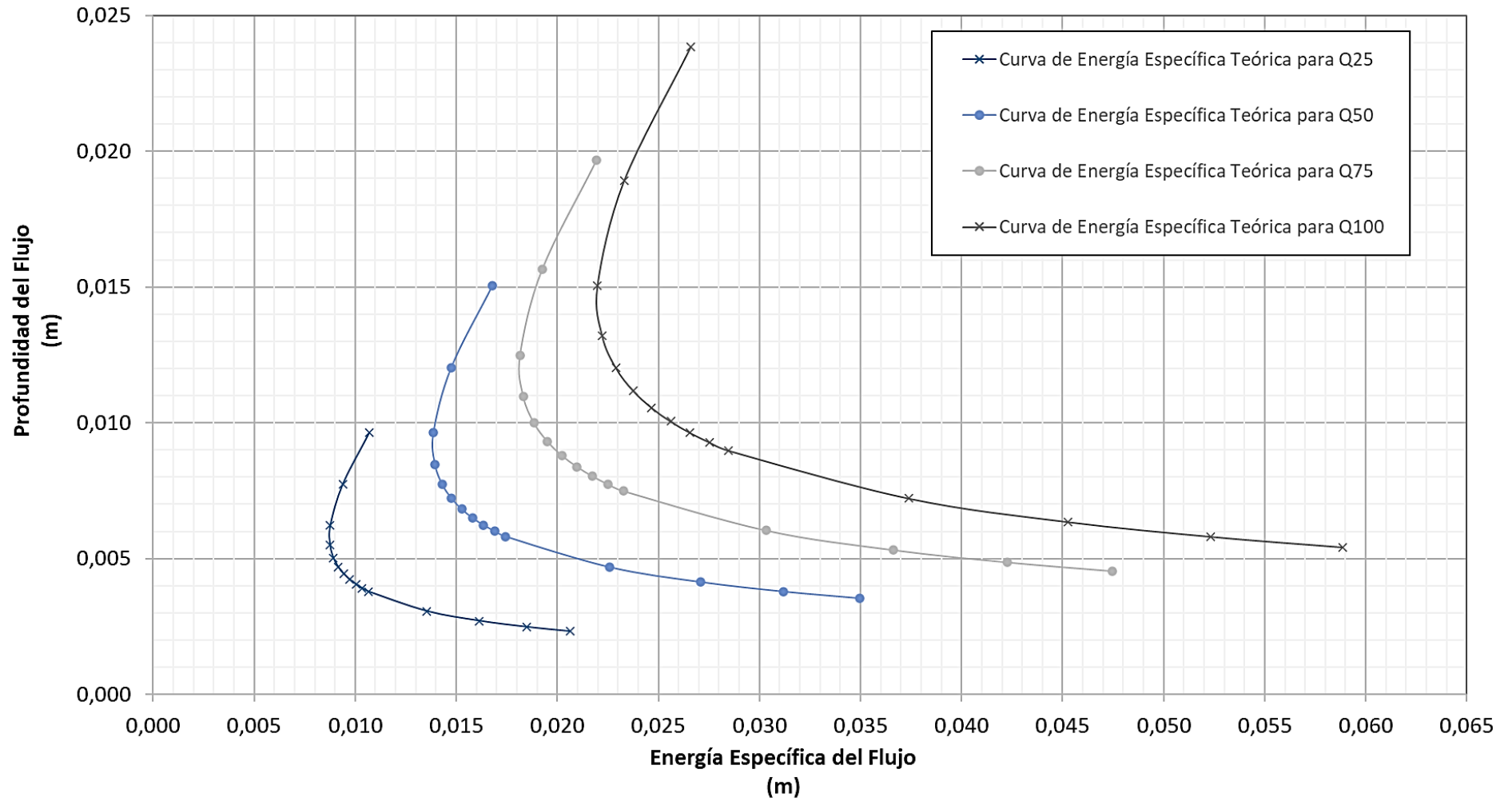
Tabla 16. Cálculo de la Energía Específica en Función de la Pendiente para Q100.

Q100 (m³/s)	S (%)	y (m)	V (m/s)	V²/2g (m)	E (m)
0,00067	0,10%	0,0239	0,233	0,0028	0,0266
0,00067	0,20%	0,0189	0,294	0,0044	0,0233
0,00067	0,40%	0,0151	0,369	0,0069	0,0220
0,00067	0,60%	0,0132	0,421	0,0090	0,0222
0,00067	0,80%	0,0120	0,462	0,0109	0,0229
0,00067	1,00%	0,0112	0,496	0,0125	0,0237
0,00067	1,20%	0,0106	0,526	0,0141	0,0247
0,00067	1,40%	0,0101	0,552	0,0156	0,0256
0,00067	1,60%	0,0096	0,576	0,0169	0,0266
0,00067	1,80%	0,0093	0,598	0,0182	0,0275
0,00067	2,00%	0,0090	0,619	0,0195	0,0285
0,00067	4,00%	0,0072	0,770	0,0302	0,0374
0,00067	6,00%	0,0064	0,874	0,0389	0,0453
0,00067	8,00%	0,0058	0,955	0,0465	0,0523
0,00067	10,00%	0,0054	1,0240	0,0534	0,0589

Fuente: Elaboración Propia.

A partir del cálculo de la energía específica para cada uno de los cuatro caudales se puede graficar cada una de las curvas de profundidad del flujo vs. energía específica como se observa a continuación.

Figura 34. Curvas de Energía Específica vs. Profundidad del Flujo Calculadas.



Fuente: Elaboración Propia.

3.2.4. Flujo Crítico

Para determinar los diferentes parámetros que definen el flujo crítico en el canal se hará uso de las ecuaciones de la sección 2.2.7. Para determinar la profundidad crítica del flujo se utiliza la siguiente ecuación:

$$y_c = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{gb^2}} \quad (3-3)$$

Con esta profundidad del flujo se consigue el flujo crítico en el canal, **para cada uno de los diferentes caudales**. Sin embargo, por propósitos de practicidad resulta más conveniente conocer la pendiente crítica del canal o la pendiente a la cual se va a dar esta profundidad crítica correspondiente a cada caudal. Para ello se calculará de la siguiente manera, a través de la ecuación de Manning.

$$S_c = \left[\frac{Qn P_m^{2/3}}{A^{5/3}} \right]^2 \quad (3-4)$$

$$S_c = \left[\frac{Qn (b + 2y_c)^{2/3}}{(by_c)^{5/3}} \right]^2 \quad (3-5)$$

Además, para determinar la energía mínima para la cual se tiene la condición de flujo crítico, es decir, cuando el número de Froude igual a uno ($F = 1$) se reemplaza la profundidad crítica en la ecuación de la energía específica:

$$E_{min} = y + \frac{Q^2}{2gA^2} \quad (3-6)$$

Al realizar los cálculos descritos y tabularlos se tienen los siguientes valores teóricos que describen el flujo crítico para cada uno de los cuatro caudales de diseño:

Tabla 17. Valores Característicos del Flujo Crítico Calculados.

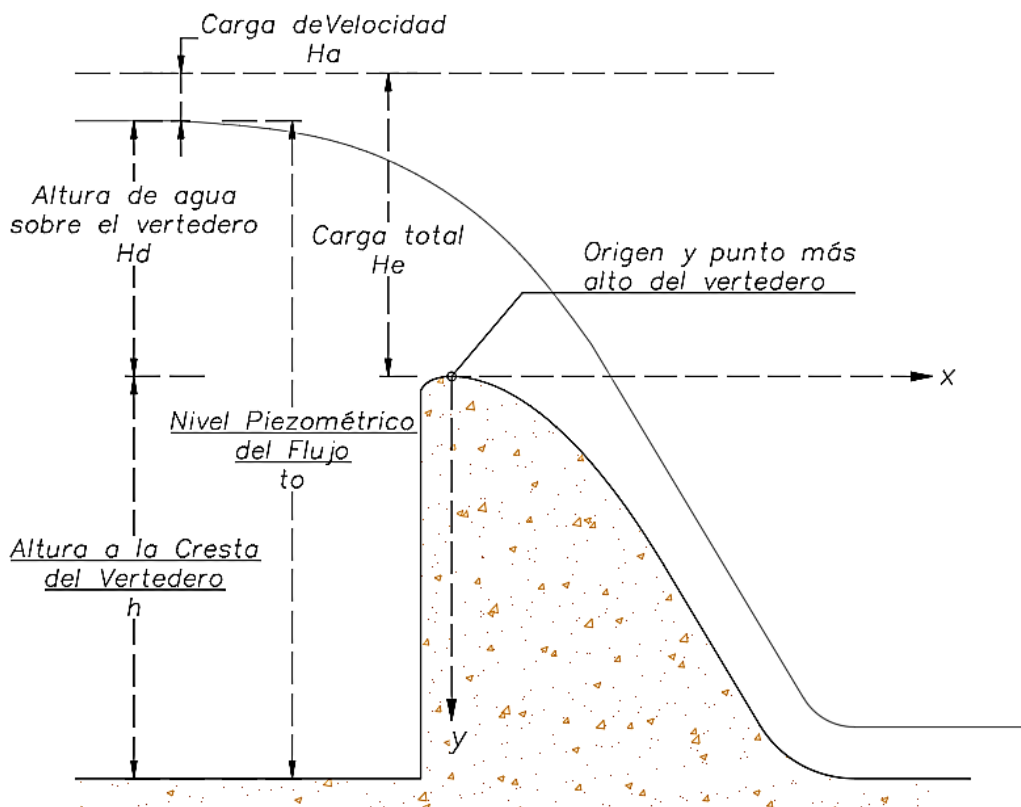
	Q (m³/s)	y_c (m)	S_{crit} (%)	E_{min} (m)
Q25	0,00017	0,0058	0,50%	0,0087
Q50	0,00033	0,0092	0,46%	0,0138
Q75	0,00050	0,0121	0,44%	0,0181
Q100	0,00067	0,0147	0,43%	0,0220

Fuente: Elaboración Propia.

3.3. Diseño del Azud Vertedero

El azud vertedero, así como el resto de las estructuras, se diseñarán para el caudal máximo entregado por la bomba, es decir Q_{100} . Esto se hace debido a que es el caudal que produce las mayores profundidades de flujo; de otra manera, no serían apreciados de manera correcta las alturas y longitudes a medirse. Se considera la siguiente nomenclatura de las diferentes alturas o niveles de agua:

Figura 35. Niveles de Agua Arriba del Paramento.



Fuente: Elaboración Propia.

Se utiliza la ecuación que describe el flujo sobre vertederos (véase 2.3.2):

$$Q = C_d L_v H_e^{3/2} \quad (3-7)$$

Se diseña para una altura del paramento igual a $h = 0,10 \text{ m}$, altura que permite la apreciación clara del resalto hidráulico en el canal, así como de su funcionamiento como una estructura que permite elevar el nivel del agua. Se conoce además que la longitud L_v de la cresta es igual al ancho del canal. Se desconocen inicialmente los parámetros del coeficiente de descarga C_d y la altura de aproximación del agua H_e que incluye la altura de velocidad del canal. Dado que se tiene una ecuación con dos incógnitas se asume una de las dos, en este caso se asume el coeficiente de descarga igual $C_d =$

2,15, el cual es un valor intermedio en la curva de la Figura 13. Por lo tanto, reemplazando con los diferentes valores se tiene:

$$0,000667 = 2,15 \times 0,12 \times H_e^{3/2}$$

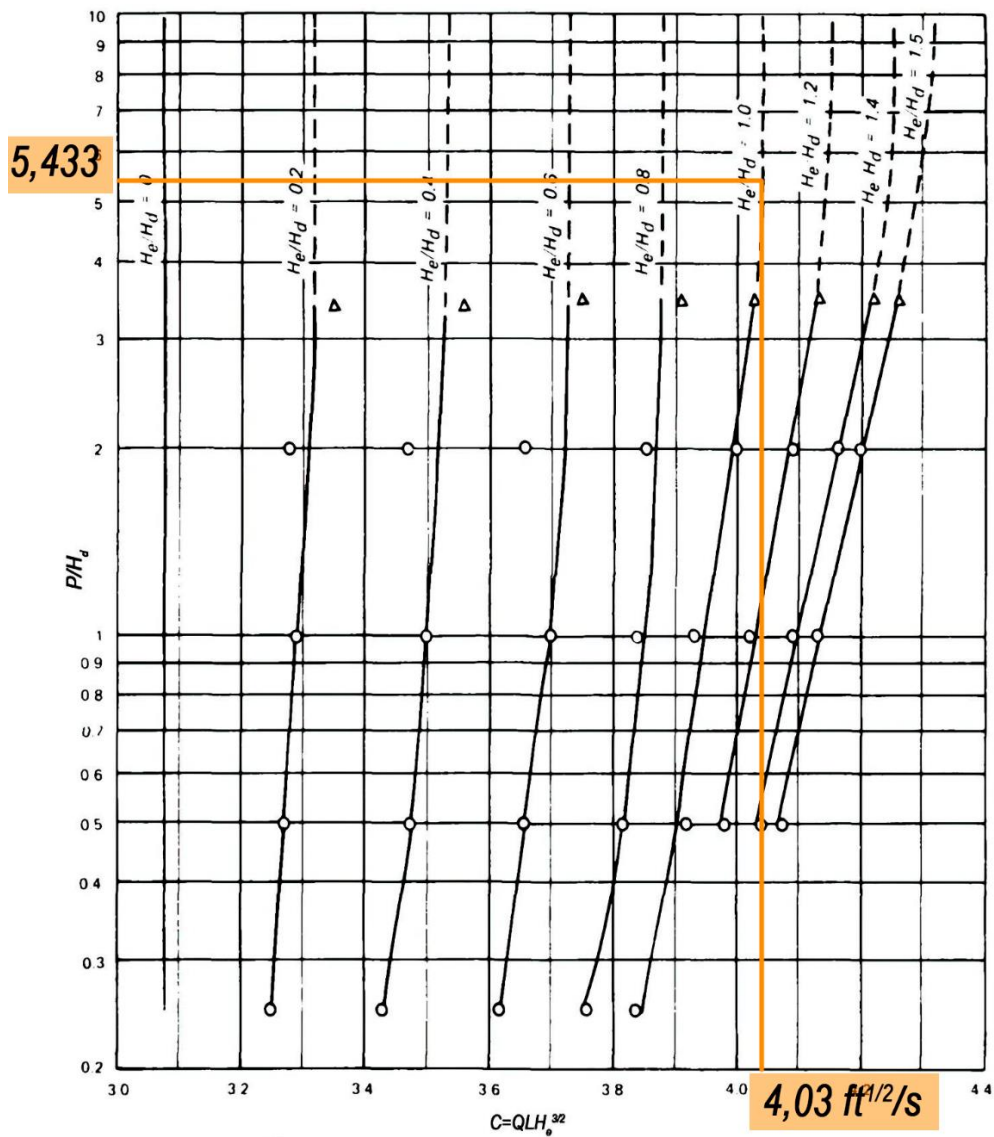
$$H_e = 0,0188 \text{ m}$$

Si se considera que $H_e \approx H_d$, es decir, se asume que la carga de velocidad es despreciable, la relación h/H_d que se requiere para utilizar la Figura 14 es igual a:

$$\frac{h}{H_d} = \frac{P}{H_d} = \frac{0,10}{0,0188} = 5,319$$

Con este valor y la relación de $H_e/H_d = 1$ asumida se determina el coeficiente de descarga:

Figura 36. Lectura del Coeficiente de Descarga.



Fuente: (US Army Corps of Engineers, 1985)

Al transformar el coeficiente de descarga a unidades del S.I.:

$$C_d = 4,03 \frac{ft^{1/2}}{s} = 2,225 \frac{m^{1/2}}{s}$$

Una vez determinado el coeficiente de descarga del vertedero la única incógnita que queda es determinar la altura de aproximación:

$$0,000667 = 2,225 \times 0,12 \times H_e^{3/2}$$

$$H_e = 0,0184 \text{ m}$$

Una vez determinados los datos que influyen en la ecuación de descarga del vertedero, se determinarán las demás alturas aguas arriba del vertedero. Se utilizará la ecuación de Bernoulli entre la aproximación y el lugar sobre la cresta del vertedero para determinar el nivel piezométrico del flujo t_o en la aproximación, al resolver la ecuación se tiene:

$$h + H_e = t_o + \frac{(Q/(B \cdot t_o))^2}{2 \cdot g} \quad (3-8)$$

$$0,100 + 0,018 = t_o + \frac{(0,000667/(0,12 \cdot t_o))^2}{2 \cdot 9,81}$$

$$t_o = 0,118 \text{ m}$$

Conocido el nivel t_o , se determina la altura debido a la carga de velocidad, para ello se determina la velocidad en la aproximación mediante la ecuación de continuidad:

$$V_a = \frac{Q}{b t_o} \quad (3-9)$$

$$V_a = \frac{0,000667}{0,12 \times 0,118}$$

$$V_a = 0,047 \text{ m/s}$$

Una vez determinada la velocidad, se utiliza la expresión señalada en el capítulo anterior para determinar la altura por energía cinética (véase 0):

$$H_a = \frac{V_a^2}{2g} \quad (3-10)$$

$$H_a = \frac{0,047^2}{2 \times 9,81}$$

$$H_a = 0,0001 \text{ m}$$

Se observa que la influencia de la carga de velocidad en el canal es, en la práctica, nula. Determinadas las alturas anteriores, la única por calcular sería la del flujo sobre la cresta del vertedero, excluyendo la altura por la carga de energía cinética, para ello:

$$H_e = H_d + H_a \quad (3-11)$$

$$H_d = H_e - H_a = 0,0184 - 0,0001$$

$$H_d = 0,0183 \text{ m}$$

3.3.1. Diseño de la Forma del Vertedero

De acuerdo con el diseño de los *U.S. Army Corps of Engineers* (1977) se tienen las siguientes relaciones que describen la curvatura al ingreso del vertedero hasta antes de la cresta del vertedero:

$$r_1 = 0,50H_d = 0,50 \times 0,0183 = 0,0091 \text{ m} \quad (3-12)$$

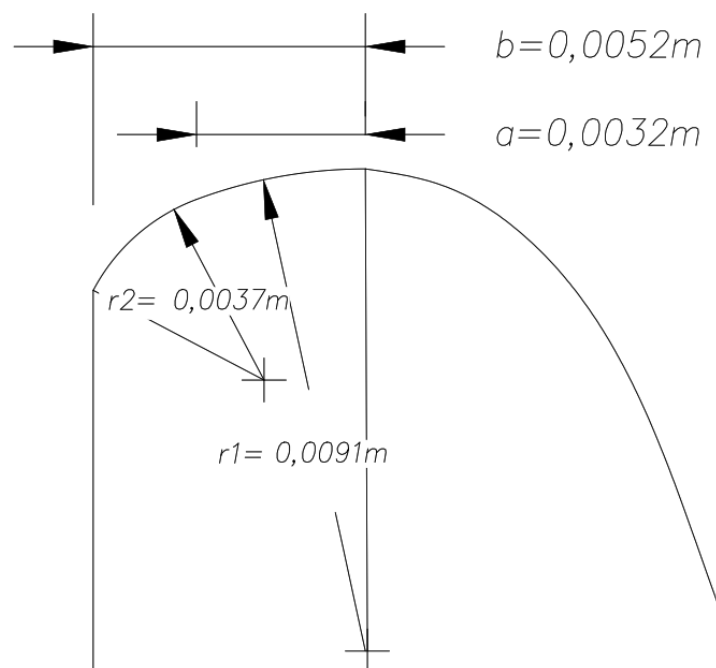
$$r_2 = 0,20H_d = 0,20 \times 0,0183 = 0,0037 \text{ m} \quad (3-13)$$

$$a = 0,175H_d = 0,175 \times 0,0183 = 0,0032 \text{ m} \quad (3-14)$$

$$b = 0,282H_d = 0,282 \times 0,0183 = 0,0052 \text{ m} \quad (3-15)$$

Al trasladarse estos resultados al modelo se tiene la entrada de la siguiente manera:

Figura 37. Dimensiones Calculadas de la Entrada del Vertedero de Cimacio.



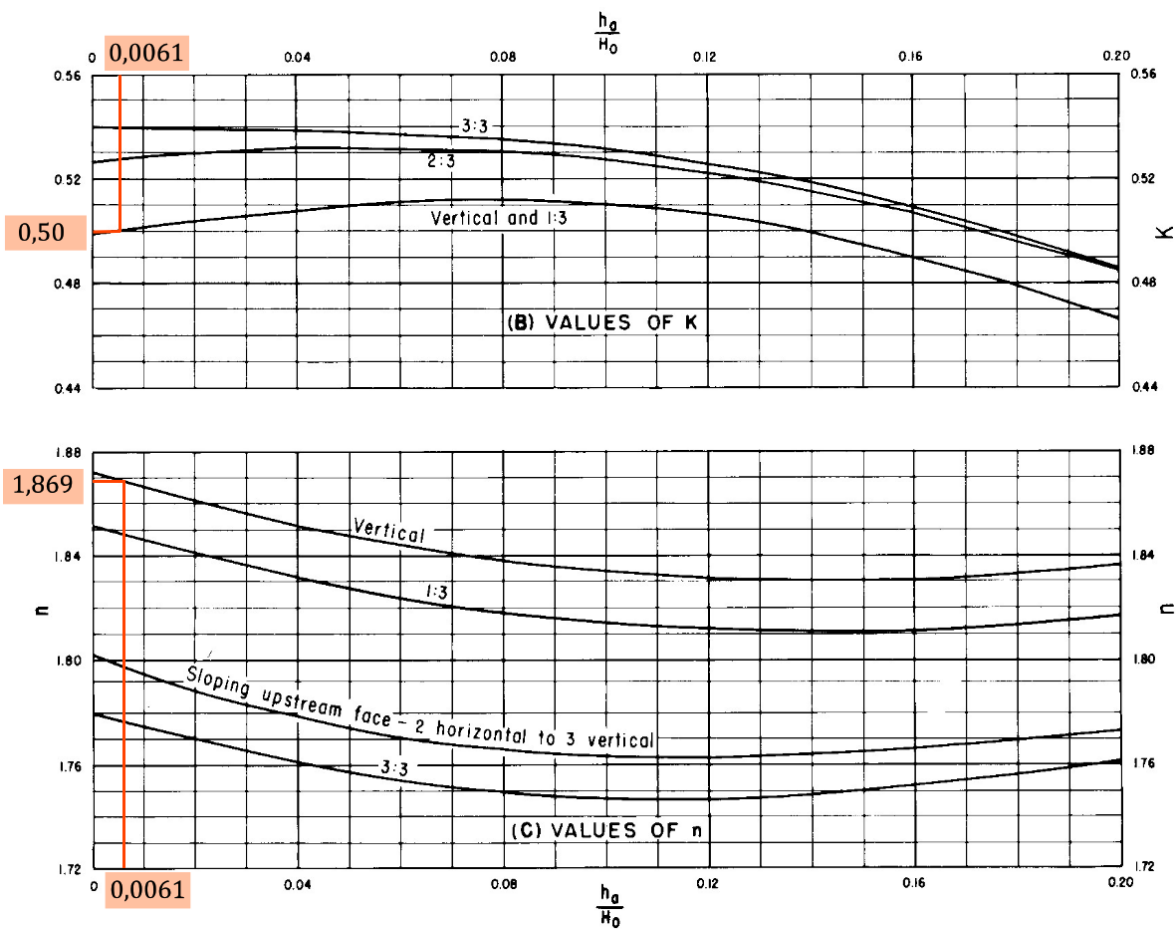
Fuente: *U.S. Army Corps of Engineers* (1977, pág. 111)

Una vez descrita la entrada al vertedero, se debe diseñar la forma de la espalda del vertedero mediante la ecuación del *U.S. Bureau of Reclamation* (1987); la ecuación considera el uso de dos coeficientes. Para determinar estos dos coeficientes se utilizan las curvas del *U.S. Bureau of Reclamation* (1987), las cuales requieren de la relación entre la carga de energía cinética y la altura de diseño sobre el vertedero H_e :

$$\frac{H_a}{H_e} = \frac{0,000112}{0,0184} = 0,0061$$

Se considera además que el paramento es perpendicular a la base del canal, por lo cual la curva que se leerá en los dos gráficos será la vertical respecto al fondo del canal.

Figura 38. Lectura de los Coeficientes K y n para el Vertedero del Modelo.



Fuente: *U.S. Bureau of Reclamation* (1987, pág. 366)

Como se puede observar, los coeficientes son:

$$K = 0,50$$

$$n = 1,869$$

Ambos coeficientes se ingresan en la ecuación:

$$Y = -K \frac{X^n}{He^{n-1}} \quad (3-16)$$

$$Y = -0,50 \frac{X^{1,869}}{0,0184^{0,869}}$$

$$Y = -16,097X^{1,869}$$

Para determinar el fin de la curva mencionada se requiere conocer el punto denominado como **punto de tangencia** el cual, como se definió en el capítulo anterior (véase 2.3.1) se determina mediante la primera derivada de la ecuación de la espalda del vertedero y se iguala a una pendiente asumida para el segmento recto de la espalda del azud, para ello se tomará la pendiente indicada por Chow (1994), donde la variable $\alpha = 0,6$ (véase la Figura 12). Esta variable pertenece a la relación que define la pendiente del tramo recto:

$$i = \frac{1,0}{\alpha} = \frac{1,0}{0,6} = 1,667$$

Si se determina la primera derivada de la ecuación de la curva anterior y se iguala con esta pendiente, se tiene el punto de tangencia:

$$PT = \frac{dY}{dX} = i \quad (3-17)$$

$$\frac{dY}{dX} = -16,097 \times 1,869X^{0,869} = -30,085X^{0,869}$$

$$-30,085X^{0,869} = 1,667$$

$$PT = X = 0,0358 \text{ m}$$

Se reemplaza esta abscisa en la ecuación de la curva del azud y se obtiene su ordenada:

$$Y = -16,097X^{1,869} = -16,097 \times 0,0358^{1,869}$$

$$Y = -0,0319 \text{ m}$$

Conocidos los límites para los cuales se deben determinar las coordenadas mediante la ecuación de la espalda del vertedero de Cimacio; para graficar esta curvatura se reemplazarán las coordenadas en X con un intervalo de 0,0015 m. Este intervalo corresponde a la máxima precisión que se consiguió en la construcción del vertedero de Cimacio mediante el uso de impresión 3D, para mayores detalles constructivos del vertedero véase 4.3.

En la Tabla 18 se indican las coordenadas correspondientes a la espalda del azud vertedero.

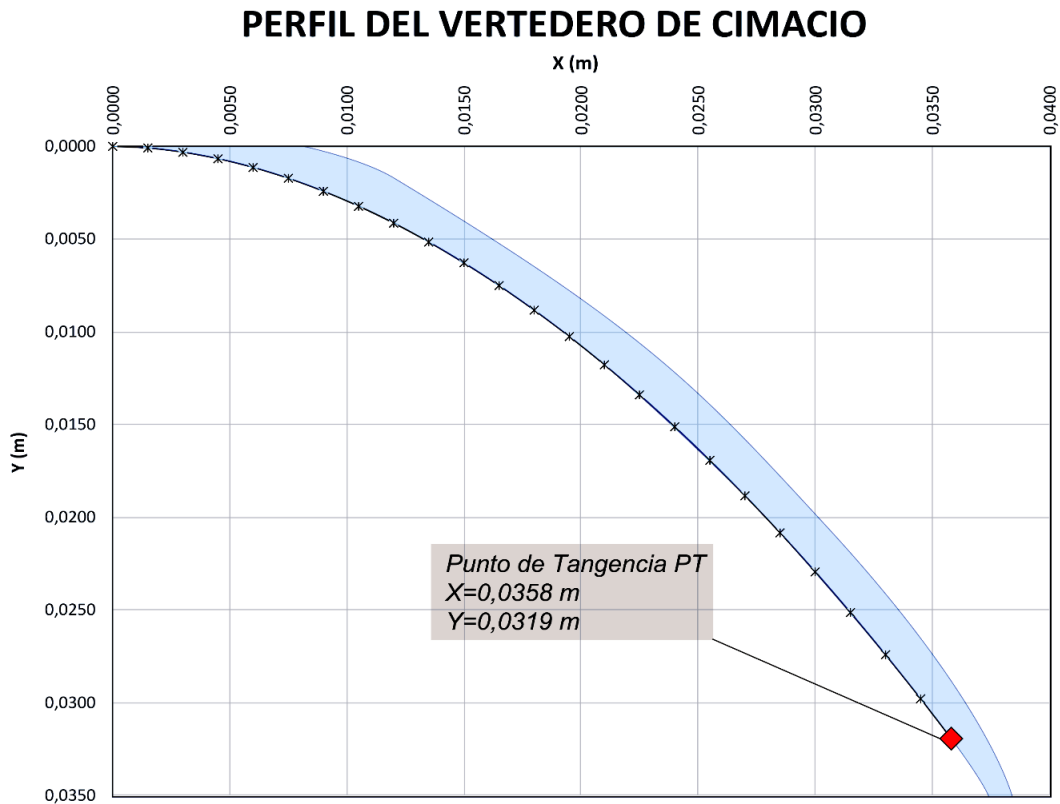
Tabla 18. Coordenadas Calculadas del Perfil del Vertedero de Cimacio del Modelo hasta PT.

X	Y
m	m
0,0000	0,00000
0,0015	0,00008
0,0030	0,00031
0,0045	0,00066
0,0060	0,00113
0,0075	0,00172
0,0090	0,00242
0,0105	0,00322
0,0120	0,00414
0,0135	0,00516
0,0150	0,00628
0,0165	0,00750
0,0180	0,00883
0,0195	0,0103
0,0210	0,0118
0,0225	0,0134
0,0240	0,0151
0,0255	0,0169
0,0270	0,0188
0,0285	0,0208
0,0300	0,0229
0,0315	0,0251
0,0330	0,0274
0,0345	0,0298
0,0358	0,0319

Fuente: Elaboración Propia.

Si se grafican las coordenadas y se forma el perfil del vertedero hasta el punto de tangencia se observa como en la Figura 39:

Figura 39. Perfil Transversal del Vertedero de Cimacio Hasta P.T.



Fuente: Elaboración Propia.

Para determinar la salida del vertedero, aguas abajo, se requiere determinar el radio de curvatura con el cual se enlaza al fondo del canal el cual es igual a:

$$r = 5y_1 \quad (3-18)$$

Para lo cual se requiere conocer el valor de la altura del flujo a la salida del vertedero, y_1 . Esta se determina mediante la ecuación de Bernoulli entre la sección aguas arriba del vertedero y la sección aguas abajo del mismo, considerando como nivel de referencia el fondo del canal:

$$y_0 + \frac{v_0^2}{2g} = y_1 + \frac{v_1^2}{2g} \quad (3-19)$$

Si se reemplaza con los términos definidos previamente para las diferentes alturas del vertedero se tendría la ecuación de la siguiente manera:

$$t_0 + H_a = y_1 + \frac{v_1^2}{2g} \quad (3-20)$$

Si se reemplazan los valores ya determinados y la velocidad aguas abajo con la ecuación de continuidad:

$$0,118 + 0,0001 = y_1 + \frac{Q^2}{(by_1)^2g}$$

$$0,01181 = y_1 + \frac{0,000667^2}{2 \times 9,81 (0,12y_1)}$$

Resolviendo para determinar la altura contraída después del vertedero, y_1 :

$$y_1 = 0,0037 \text{ m}$$

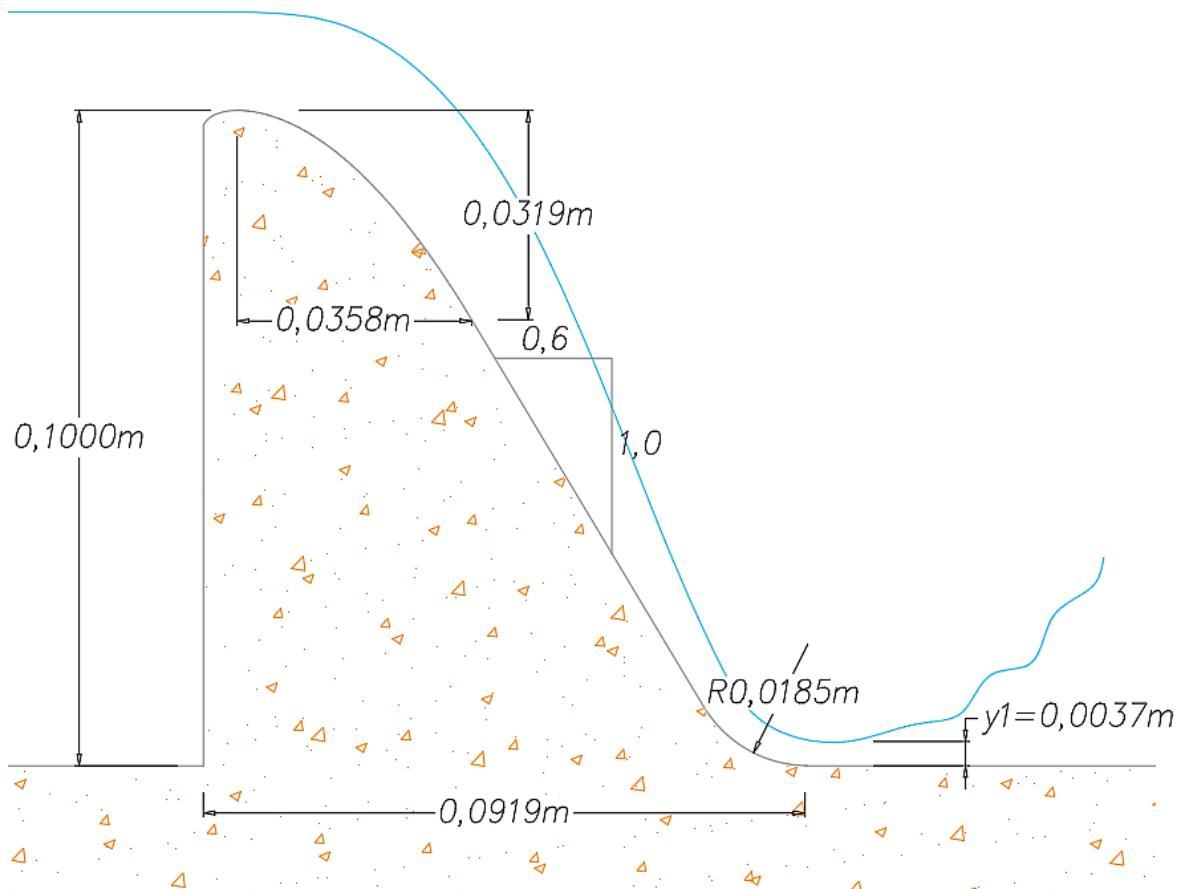
Con este valor se determina el radio de curvatura para la salida del azud:

$$r = 5y_1 = 5 \times 0,0037$$

$$r = 0,0185 \text{ m}$$

Con este valor se tiene definida en su totalidad la forma del vertedero de Cimacio, el cual se ilustra en la Figura 40:

Figura 40. Dimensiones Finales Calculadas del Vertedero de Cimacio del Modelo.

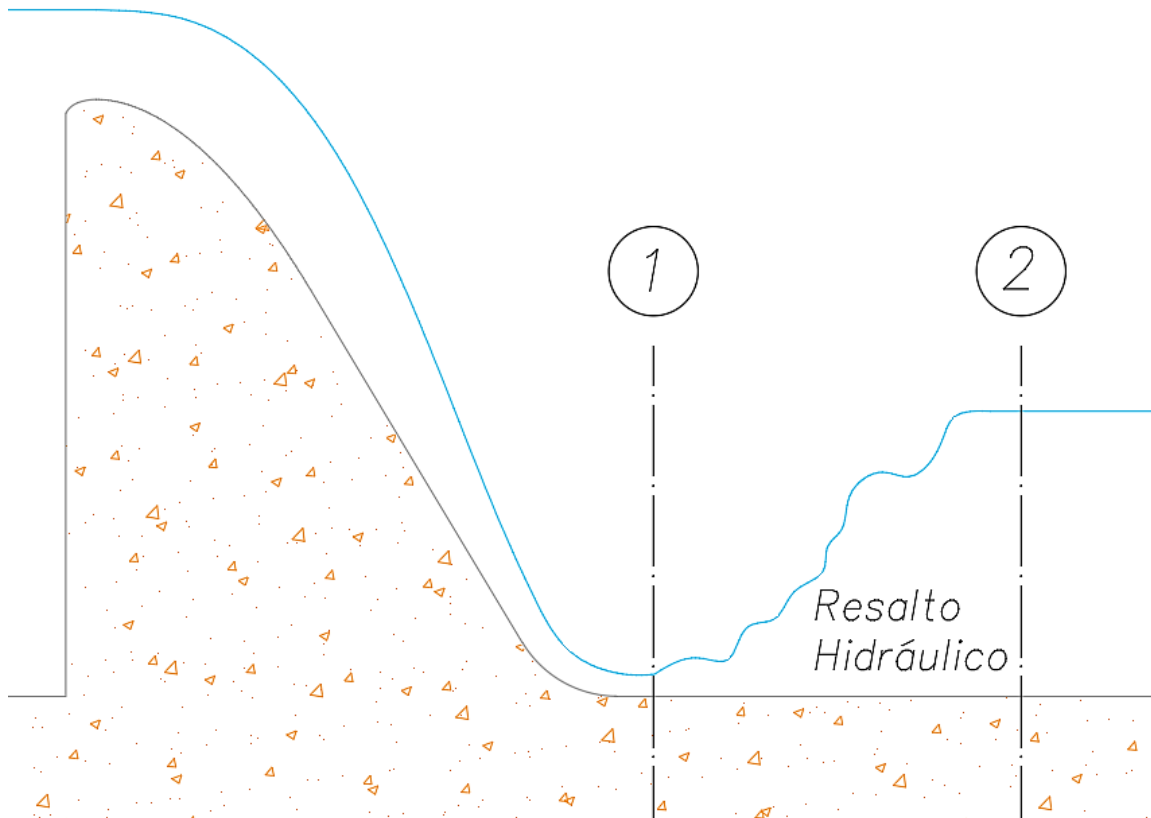


Fuente: Elaboración Propia.

3.4. Resalto Hidráulico Producido por el Vertedero de Cimacio

El resalto hidráulico es la variación del régimen de flujo en el canal, por ende, para indicar si existe o no el resalto hidráulico aguas abajo del vertedero de Cimacio se deben determinar los números de Froude en la sección 1: inmediatamente después del vertedero, y en la sección 2: aguas abajo del vertedero. Para este propósito se requiere conocer la profundidad hidráulica en estos dos puntos.

Figura 41. Secciones Aguas Abajo del Vertedero de Cimacio.



Fuente: Elaboración Propia.

Se conoce la altura contraída del flujo inmediatamente después del vertedero, se puede hacer uso de la ecuación de alturas conjugadas o razón de profundidades entre dos puntos del canal (véase 2.4.1):

$$\frac{y_2}{y_1} = \frac{1}{2} \left(\sqrt{1 + 8F_1^2} - 1 \right) \quad (3-21)$$

Para resolver esta ecuación, en la cual se conoce la altura y_1 , se debe determinar primero el número de Froude en la sección 1:

$$F_1 = \frac{V_1}{\sqrt{gy_1}} \quad (3-22)$$

La velocidad en la sección 1 se puede determinar mediante la ecuación de continuidad:

$$V_1 = \frac{Q}{b y_1} = \frac{0,000667}{0,12 \times 0,0037}$$

$$V_1 = 1,50 \text{ m/s}$$

Con ella se determina el número de Froude en la sección 1:

$$F_1 = \frac{V_1}{\sqrt{g y_1}} = \frac{1,50}{\sqrt{9,81 \times 0,0037}}$$

$$F_1 = 7,871$$

De ello se puede determinar que el flujo en la sección 1 está en régimen supercrítico puesto que el número de Froude es mayor a uno. A continuación, se calcula el valor de la altura del flujo en la sección 2:

$$y_2 = \frac{1}{2} \left(\sqrt{1 + 8F_1^2} - 1 \right) y_1 \quad (3-23)$$

$$y_2 = \frac{1}{2} \left(\sqrt{1 + 8(7,871)^2} - 1 \right) (0,0037)$$

$$y_2 = 0,0394 \text{ m}$$

Se procede a calcular la velocidad en la sección 2 de la misma manera que en la 1:

$$V_2 = \frac{Q}{b y_2} = \frac{0,000667}{0,12 \times 0,0394}$$

$$V_2 = 0,1410 \text{ m/s}$$

Con la velocidad en la sección aguas abajo determinada se calcula el número de Froude en esta sección:

$$F_2 = \frac{V_2}{\sqrt{g y_2}} = \frac{0,1410}{\sqrt{9,81 \times 0,0394}}$$

$$F_2 = 0,2267$$

Se puede observar que el número de Froude aguas abajo en el canal es menor a la unidad, lo cual implica que se tiene un flujo subcrítico. Se cumple, por lo tanto, la condición para la formación de un resalto hidráulico después del vertedero. Este resalto puede ser clasificado como **resalto estable** de acuerdo con el *U.S. Bureau of Reclamation* (1987), lo cual es lo más recomendable. Se considera que en este rango se tiene una disipación de energía aceptable sin perturbaciones o turbulencias fuertes.

3.4.1. Características del Resalto

3.4.1.1. Pérdida de Energía

Se puede determinar la pérdida de energía entre las secciones 1 y 2, antes y después del resalto a través de la ecuación planteada en el numeral 2.4.4:

$$\Delta E = E_1 - E_2 = \frac{(y_2 - y_1)^3}{4y_1y_2} \quad (3-24)$$

$$\Delta E = \frac{(0,0394 - 0,0037)^3}{4(0,0394 \times 0,0037)}$$

$$\Delta E = 0,0780 \text{ m}$$

3.4.1.2. Eficiencia del Resalto

Se puede cuantificar en porcentaje la razón de disipación antes y después del resalto a través de la siguiente ecuación:

$$\frac{E_2}{E_1} = \frac{(8F_1^2 + 1)^{\frac{3}{2}} - 4F_1^2 + 1}{8F_1^2(2 + F_1^2)} \quad (3-25)$$

$$\frac{E_2}{E_1} = \frac{(8 \times 7,871^2 + 1)^{\frac{3}{2}} - 4(7,871)^2 + 1}{8(7,871)^2(2 + 7,881^2)}$$

$$\frac{E_2}{E_1} = 0,3413 = 34,13\%$$

La energía que queda con respecto a antes del resalto es del 34,13%, es decir, la pérdida respecto a la energía inicial es de:

$$1 - \frac{E_2}{E_1} = 1 - 0,3413 = 0,6586 = 65,86\%$$

Esta es la eficiencia del resalto, lo cual solo confirma la eficiencia teórica esperada de acuerdo con Çengel & Cimbala (2010) en un rango entre 45-70% de disipación.

3.4.1.3. Altura del Resalto

La diferencia entre la altura después y antes del resalto hidráulico es:

$$h_j = y_2 - y_1 \quad (3-26)$$

$$h_j = 0,0394 - 0,0037 = 0,0357 \text{ m}$$

3.4.1.4. Posición del Resalto

Para la altura conjugada ya calculada, se definirá la pendiente para la cual se produce un resalto normal, esta determinará el límite para el cual se produce un resalto ahogado, normal y desplazado aguas abajo. Es decir, una mayor pendiente que la calculada determinará un tirante menor aguas abajo y por ende un resalto desplazado; por el contrario, con una menor pendiente a la definida en este inciso se tendrá un mayor tirante aguas abajo y el resalto que se producirá será de tipo ahogado y se localizará sobre la espalda del azud.

Dado que las condiciones aguas arriba prácticamente no varían debido a la pendiente, se mantienen los valores anteriormente calculados. Para determinar la pendiente que produce un resalto normal se va a considerar la condición para la cual esto se produce, es decir, que la altura conjugada debe ser igual a la altura normal del flujo en el canal:

$$y_2 = y_2' \quad (3-27)$$

$$y_2 = y_2' = 0,0394 \text{ m}$$

Con esta profundidad de flujo se determinan el perímetro mojado, el área y el radio hidráulico de la sección del canal:

$$P_m = 2y_2 + b = 2 \times 0,0394 + 0,12$$

$$P_m = 0,1988 \text{ m}$$

$$A = by_2 = 0,12 \times 0,0394$$

$$A = 0,0047 \text{ m}^2$$

$$R_h = \frac{A}{P_m} = \frac{0,0047}{0,1988}$$

$$R_h = 0,0238 \text{ m}$$

Definidos estos valores, se reemplaza en la ecuación de Manning:

$$V = \frac{1}{n} R_h^{2/3} S^{1/2} \quad (3-28)$$

$$S = \left(\frac{V_2 n}{R_h^{2/3}} \right)^2 = \left(\frac{0,1410 \times 0,009}{0,0238^{2/3}} \right)^2$$

$$S = 0,000235 = 0,0235\%$$

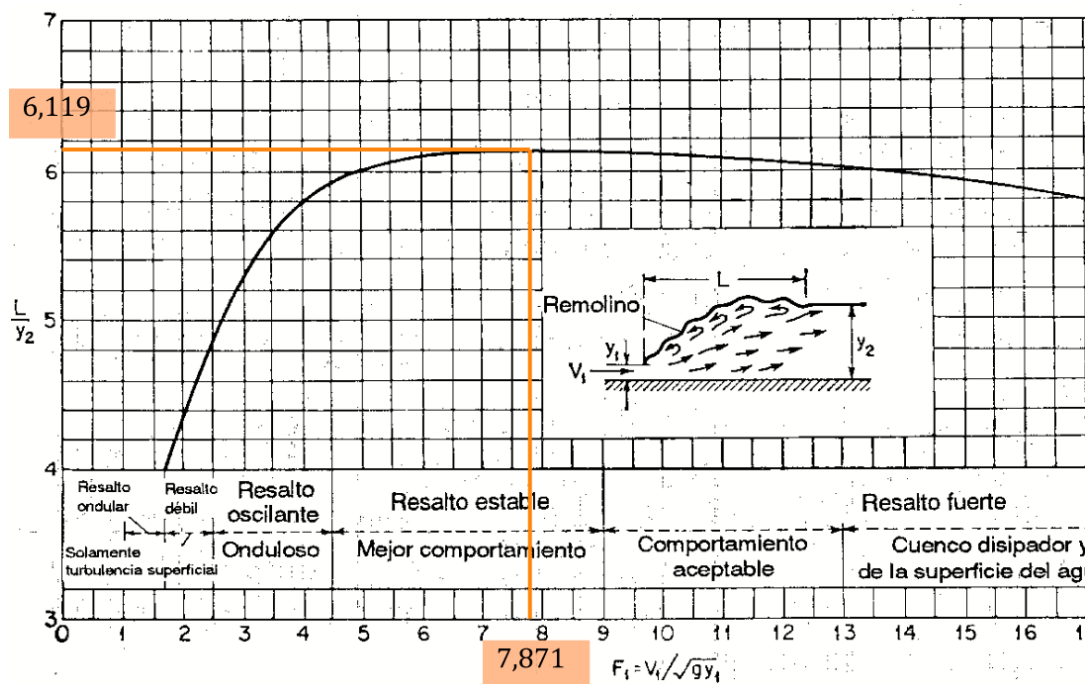
Una vez determinado este valor, se conoce que la pendiente para que se produzca el resalto hidráulico al pie del Cimacio es prácticamente nula, o, en otras palabras, prácticamente siempre se producirá un resalto desplazado aguas abajo. Para esta situación se recomienda el uso de cuencos disipadores de energía que permitan reducir o incluso permitir que el resalto se dé en la descarga del Cimacio.

3.4.1.5. Longitud del Resalto

Para estimar la longitud del resalto se utiliza el procedimiento descrito en el capítulo anterior (véase 2.4.4), para ello se utiliza la Figura 22, en el cual se presenta la curva provista por Chow (1994), utilizando el número de Froude antes del resalto hidráulico.

Para $F_1 = 7,871$ se lee en el gráfico la relación L/y_2 :

Figura 42. Lectura de la Relación L/y_2 .



Fuente: Chow (1994)

Como se puede leer, el valor de la relación

$$\frac{L}{y_2} = 6,119$$

Despejando, y reemplazando con el valor ya conocido de y_2 , se obtiene la longitud estimada del resalto hidráulico sin ningún tipo de obstáculo o disipador de energía:

$$L = y_2 \times 6,119$$

$$L = 0,0394 \times 6,119$$

$$L = 0,2412 \text{ m}$$

De utilizarse las fórmulas empíricas, se tienen las longitudes del resalto de la Tabla 19.

Tabla 19. Longitudes Calculadas del Resalto Hidráulico.

Ecuación	L (m)
Silvester	0,2529
Peterka	0,2452
Woyciki	0,2667
Smetana & Tizon	0,2142
Safráñez	0,1749
Einwachter	0,2112
Cherusov	0,1817
USBR	0,2464
<i>Media</i>	<i>0,2241</i>

Fuente: Elaboración Propia.

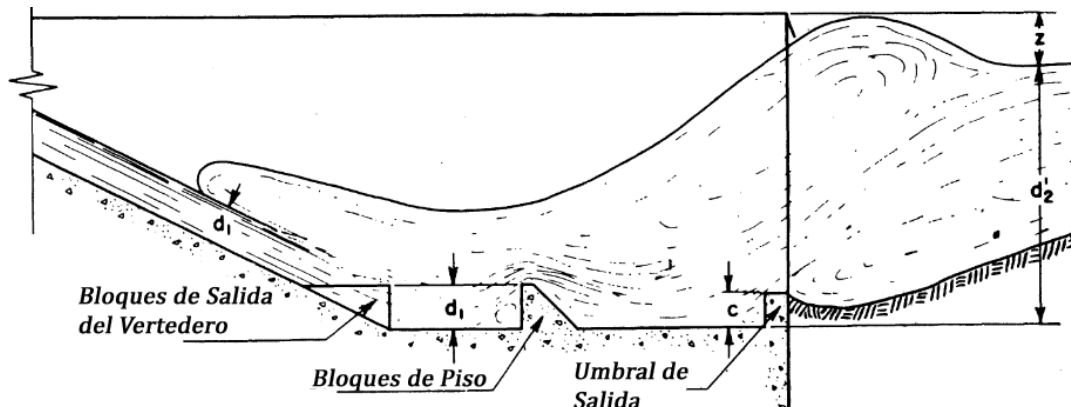
3.5. Diseño de Disipadores

3.5.1. Diseño del Disipador Tipo SAF

Para el diseño del disipador tipo *Saint Anthony Falls* (SAF), se utilizan la metodología de diseño, así como todas sus ecuaciones publicadas para este tipo de cuencos por el *United States Department of Agriculture* (1959), las cuales está determinadas por el *Saint Anthony Falls Hydraulic Laboratory*.

Para esto se debe tener en cuenta que se diseñarán dos filas de bloques, los denominados *chute blocks*⁸ y *floor blocks*⁹, y en la parte final del disipador se encontrará un umbral de salida. En la Figura 43, se muestra el disipador tipo SAF.

Figura 43. Disipador tipo SAF



Fuente: United States Department of Agriculture (1959)

⁸ *Chute Blocks*: Bloques de salida del vertedero

⁹ *Floor Blocks*: Bloques de piso

Los datos de entrada que se tienen se muestran en la Tabla 20:

Tabla 20. Datos de Entrada para Diseño del Disipador SAF

Datos de entrada	
y_1	0,0037m
y_2	0,0394m
F_1	7,8705

Fuente: Elaboración Propia.

3.5.1.1. Chute Blocks

En primer lugar, se determina la longitud del cuenco con la siguiente ecuación:

$$L_B = \frac{4,5y_2}{F_1^{0,38}} \quad (3-29)$$

$$L_B = \frac{4,5 \times 0,039}{7,8705^{0,38}} = 0,0809 \text{ m} \approx 0,081 \text{ m}$$

Donde:

- y_1 : altura del flujo antes del resalto;
- L_B : longitud del cuenco;
- F_1 : número de Froude del flujo antes del resalto.

Se debe determinar las dimensiones del dado, con las siguientes ecuaciones:

$$h = y_1 \quad (3-30)$$

$$b = 0,75y_1 \quad (3-31)$$

Donde:

- h: altura del dado;
- b: ancho del dado.

Entonces se tiene que:

$$h = 3,70\text{mm}$$

$$b = 0,75 \times y_1 = 0,75 \times 3,7 = 2,77\text{mm}$$

Se adopta el valor de **$h=4 \text{ mm}$** y **$b=3 \text{ mm}$** .

A continuación, se calcula el espaciamiento (s) con la ecuación:

$$s = 0,75xy_1 \quad (3-32)$$

$$s = 0,75y_1 = 0,75 \times 3,7 = 2,77\text{mm}$$

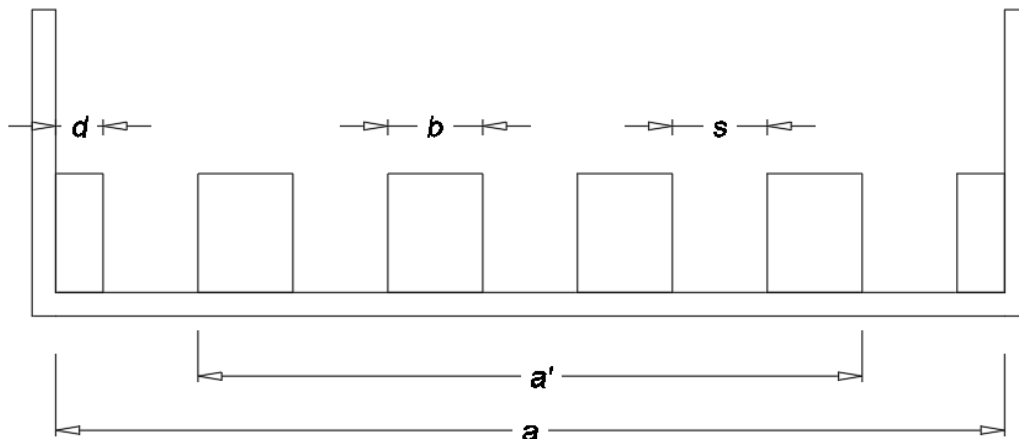
Se adopta el valor de $s = 3 \text{ mm}$

Finalmente, se calcula el número de bloques que se disponen de manera transversal en la sección del canal, el ancho del canal es:

$$a = 0,12\text{m} = 120\text{mm}$$

De acuerdo con la metodología de diseño del cuenco dissipador tipo SAF, la fila de *chute blocks* considera la presencia de medio bloque a cada extremo de la sección del canal; por ello, el ancho efectivo para determinar el número de bloques se determina a partir de la Figura 44:

Figura 44. Ilustración Para el Cálculo del Número de Bloques.



Fuente: Elaboración Propia.

$$a' = a - 2d - 2s \quad (3-33)$$

$$a' = a - 2\left(\frac{b}{2}\right) - 2s = 120 - 2\left(\frac{3}{2}\right) - 2(3)$$

$$a' = 111 \text{ mm}$$

Para obtener el número de bloques se considera el ancho a' y de esta ecuación se despeja el número de dados:

$$a' = nb + ms \quad (3-34)$$

Donde:

- n: número de bloques;
- m: número de espacios entre bloques;
- b: ancho de dados;
- s: espaciado entre bloques.

Despejando el número de bloques n , y conociendo, de acuerdo con el gráfico que el número de bloques es mayor en una unidad al número de espacios, se reemplaza en la ecuación anterior:

$$m = n - 1 \quad (3-35)$$

$$a' = nb + (n - 1)s \quad (3-36)$$

De acuerdo con las ecuaciones que determinan el espaciado y el ancho de los *chute blocks* $s = b$, entonces:

$$a' = nb + nb - b \quad (3-37)$$

$$n = \frac{a' + b}{2b} \quad (3-38)$$

Con esta ecuación se procede a calcular el número de bloques:

$$n = \frac{111 + 3}{2 \times 3} = \mathbf{19 \mu}$$

3.5.1.2. Bloques de Piso

El diseño de los bloques de piso es casi el mismo procedimiento que el de los *chute blocks*, los valores son los mismos, con la diferencia de que la metodología de diseño indica que se debe intercalar los espacios y los bloques respecto a los *chute blocks*. Es decir, en el lugar que ocupaban los bloques de la primera fila, en la fila de bloques de piso se reemplaza estos con espacios vacíos y viceversa.

Para el cálculo del espaciamiento lateral, es decir con las paredes del canal, se utiliza la siguiente ecuación:

$$d = \frac{3y_1}{8} = \frac{s}{2} \quad (3-39)$$

$$d = \frac{3y_1}{8} = \frac{3,7 \times 4}{8} = 1,4 \text{ mm} \approx 1,5 \text{ mm}$$

Se adopta el valor de **$d = 1,5 \text{ mm}$** .

Donde:

- d: Espaciamiento lateral;
- s: separación de los bloques.

Para obtener el número de bloques del ancho total del canal se considera el ancho del canal y de esta ecuación se despeja el número de dados, considerando que la distancia del espaciamiento entre dados es igual al ancho de estos:

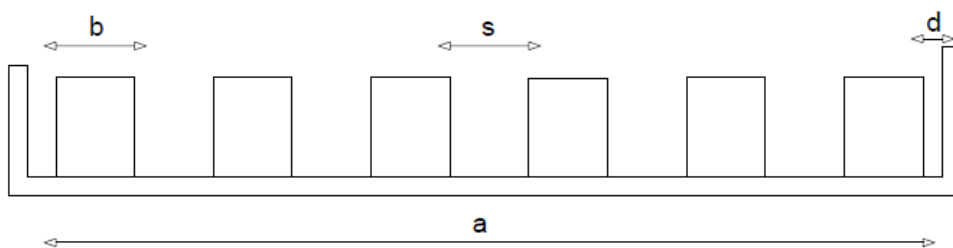
$$a = 2d + nb + ms \quad (3-40)$$

Donde:

- n: número de bloques;
- m: número de espacios entre bloques;
- b: ancho de dados.

En la Figura 45 se ilustran los componentes de la ecuación para el cálculo del número de bloques:

Figura 45. Ilustración para el Cálculo del Número de Bloques.



Fuente: Elaboración Propia.

Se despeja el número de bloques n . Se conoce, del gráfico, que $m = n - 1$:

$$a = 2d + nb + (n - 1)s \quad (3-41)$$

Dado que $b = s$:

$$a = 2d + nb + nb - b \quad (3-42)$$

$$n = \frac{a - 2d + b}{2b} \quad (3-43)$$

$$n = \frac{120 - 2(2) + 3}{2(3)} = \mathbf{20 \mu}$$

Según la metodología de diseño de *Saint Anthony Falls Hydraulic Laboratory* (United States Department of Agriculture, 1959) los *floor blocks* deben ocupar entre el 40% y 55% del ancho del cuenco para que el comportamiento de los bloques sea considerado como tal y no como un umbral:

$$40\% \text{ Ancho del Cuenco} = 0,12 \times 0,40 = 0,048 \text{ m}$$

$$55\% \text{ Ancho del Cuenco} = 0,12 \times 0,55 = 0,066 \text{ m}$$

El espacio que ocupan los bloques se lo calcula multiplicando el ancho del bloque (b) por el número de bloques:

$$\text{Ancho Total Bloques} = 0,003 \text{ m} \times 20 \mu = 0,06 \text{ m}$$

El valor obtenido constituye el 50% de 0,12m por lo que se encuentra en el rango permitido y se acepta el diseño.

Para determinar la longitud de estos bloques, se indica que la sección de los bloques vista en planta debe ser cuadrada, es decir la longitud de es igual al ancho, 3mm.

Además, esta metodología indica que la distancia entre los *chute blocks* y los *floor blocks* se calcula con la siguiente ecuación:

$$m = \frac{LB}{3} \quad (3-44)$$

$$m = \frac{81\text{mm}}{3} = \mathbf{27\text{mm}}$$

3.5.1.3. Umbral de Salida

El umbral de salida es una especie de dado alargado que ocupa todo el ancho de la sección del canal, se calcula la altura que tendrá este umbral de salida con la siguiente ecuación:

$$c = 0,07y_2 \quad (3-45)$$

$$c = 0,07 \times 39,4 = \mathbf{3mm}$$

Donde:

- c = altura del umbral;
- y_2 = altura después del resalto.

Dado que la metodología de diseño del cuenco SAF no indica la longitud o espesor del umbral de salida, se considerará como un prisma cuadrado, donde dicha longitud será igual a la altura del umbral, 3 mm.

3.5.1.4. Resumen de Dimensiones del Cuenco Disipador Tipo SAF

Finalmente, en la Tabla 21 se resumen las dimensiones de cada bloque.

Tabla 21. Resumen de Diseño del Cuenco Disipador Tipo SAF

Resumen Diseño disipador tipo SAF			
Longitud del cuenco= 81mm			
Dimensiones Geométricas	Chute	Floor	End Sill
Altura(mm)	4,00	4,00	3,00
Ancho(mm)	3,00	3,00	3,00
Espaciamiento(mm)	3,00	3,00	-
Espaciamiento lateral(mm)	-	1,50	-
Número de bloques	19	20	-

Fuente: Elaboración Propia.

3.5.2. Diseño del Disipador Tipo USBR III

Para el diseño del cuenco disipador USBR III se siguió la guía descrita en el *U.S. Bureau of Reclamation* (1987). Al igual que en el diseño del SAF se diseñan dos tipos de dados los denominados *chute blocks* y *baffle blocks*¹⁰, y un umbral de salida.

En la Tabla 22 se colocan los datos de entrada

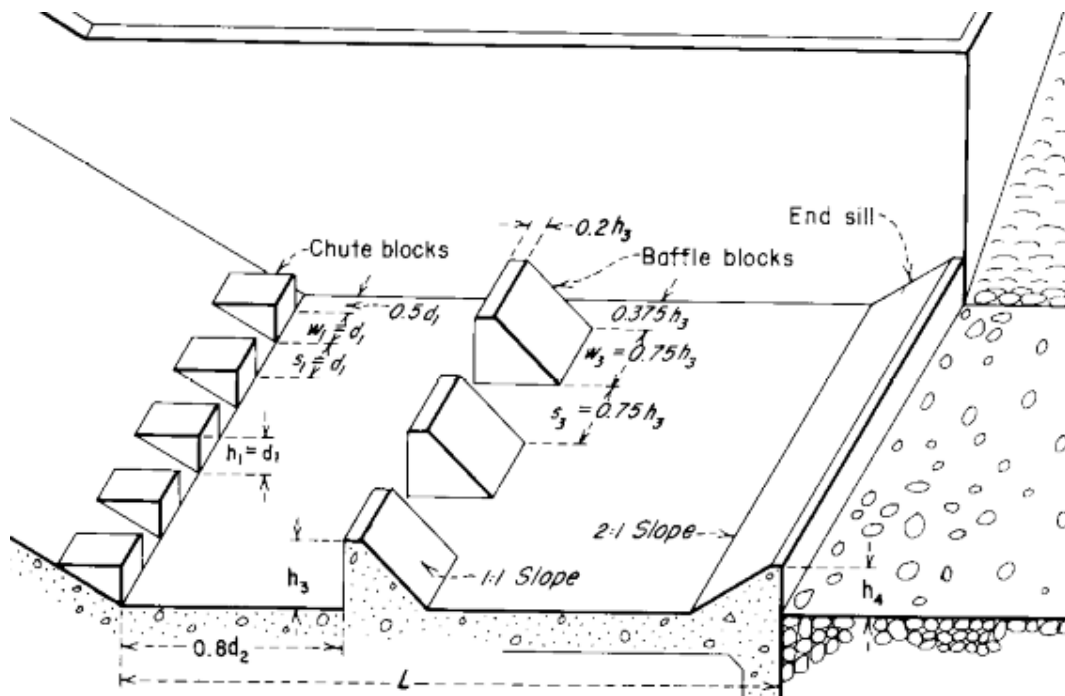
Tabla 22. Datos de Entrada para el Diseño de Disipador USBR III

Datos de Entrada	
(d1) y_1	0,0037 m
(d2) y_2	0,0394 m
F	7,871
V_1	1,500 m/s
b	0,12 m

Fuente: Elaboración Propia.

Para ilustrar las dimensiones que se determinarán, se incluye la siguiente ilustración:

Figura 46. Dimensiones del Cuenco Disipador USBR III.



Fuente: U.S. Bureau of Reclamation (1987)

¹⁰ Baffle Blocks: Bloques Deflectores

3.5.2.1. Chute Blocks

Se debe determinar las dimensiones del dado y el espaciamiento entre dados, con las siguientes ecuaciones:

$$a = y_1 \quad (3-46)$$

$$b = y_1 \quad (3-47)$$

$$s = y_1 \quad (3-48)$$

$$a = 0,0037m \approx 4mm$$

$$b = 0,0037m \approx 4mm$$

$$s = 0,0037m \approx 4mm$$

Donde:

- a: ancho;
- b: alto;
- s: espaciamiento;
- y_1 : altura antes del resalto.

Por último, se calcula el espaciamiento lateral que se refiere al espacio entre las paredes del canal y los bloques, se los calcula con la siguiente ecuación:

$$d = 0.5 \times y_1 \quad (3-49)$$

$$d = 2mm$$

Para el cálculo del número de dados se utiliza la misma ecuación desarrollada para los dados SAF:

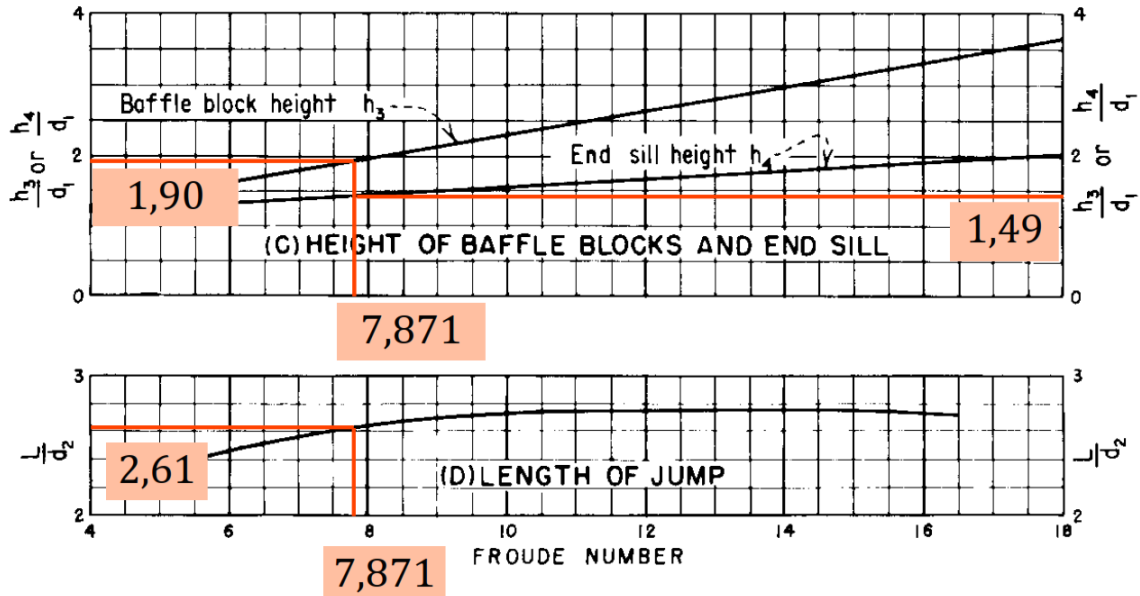
$$n = \frac{a - 2d + b}{2b} \quad (3-50)$$

$$n = \frac{120 - 2(2) + 4}{2(4)} = \mathbf{15 \mu}$$

3.5.2.2. Baffle Blocks

Inicialmente se deben obtener los valores de h_3 , h_4 y L , de las gráficas del U.S. Bureau of Reclamation.

Figura 44. Lectura de la Relación L/y_2 .



Fuente: U.S. Bureau of Reclamation (1987, pág. 393)

De la lectura de las gráficas se obtiene los siguiente:

Tabla 23. Datos de Entrada para el Diseño del Disipador USBR III

Datos Gráfica					
			<i>m</i>	<i>cm</i>	
$h_3/d_1 =$	1,9000	$h_3 =$	0,0070	0,70	
$h_4/d_1 =$	1,4900	$h_4 =$	0,0055	0,55	
$L/d_2 =$	2,6100	$L =$	0,1029	10,29	Se adopta: 10,3 cm.

Fuente: Elaboración Propia.

Para el diseño de los baffle blocks se calculan sus dimensiones de altura, ancho y longitud.

El ancho y espaciamento entre bloques se calcula mediante la siguiente ecuación:

$$a = 0,75h_3 = 0,75 \times 7,03mm = \mathbf{6mm}$$

$$s = 0,75h_3 = 0,75 \times 7,03mm = \mathbf{6mm}$$

La altura es igual a h_3 :

$$h_3 = 7,03cm \approx \mathbf{8mm}$$

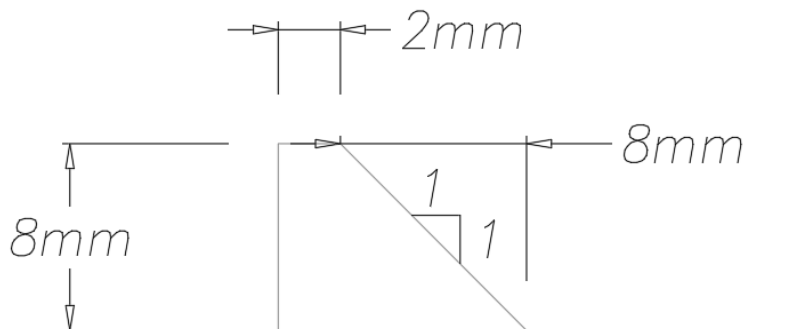
El espesor en la parte superior de los bloques, en la cresta, se calcula con la siguiente ecuación:

$$c = 0,2 \times h_3 \quad (3-51)$$

$$c = 0,2 \times 0,703 = 0,14 \approx \mathbf{2mm}$$

Y posee una pendiente 1:1, es decir que el espesor del bloque será de **10mm**, considerando los **8mm** por la pendiente y los **2mm** de la cresta de los bloques.

Figura 47. Ilustración de la Longitud Total de Bloques con Pendiente.



Fuente: Elaboración Propia.

La distancia entre las paredes laterales del canal y los bloques viene dada por la siguiente ecuación:

$$d = \frac{3h_3}{8} \quad (3-52)$$

$$d = \frac{3(0,70)}{8} = 2,64 \approx \mathbf{3mm}$$

Finalmente, el número de bloques obtenido con la ecuación ya mostrada anteriormente es:

$$n = \frac{a - 2d + b}{2b} \quad (3-53)$$

$$n = \frac{120 - 2(3) + 6}{2(6)} = \mathbf{10 \mu}$$

La distancia entre los *baffle blocks* y los *chute blocks* se calcula con la siguiente ecuación:

$$m = 0,8 \times y_2 \quad (3-54)$$

$$m = 0,8 \times 39 = \mathbf{32mm}$$

3.5.2.3. Umbral de Salida

El alto de este bloque se calcula con:

$$h = h_4 = 5,5\text{mm} = \mathbf{6\text{mm}}$$

La pendiente del bloque es 2:1, por lo que la longitud total del umbral será el correspondiente a dicha pendiente más los **2mm** correspondientes al espesor de la cresta de este componente.

$$b = 2h + 2\text{mm} \quad (3-55)$$

$$b = 2 \times 6 + 2 = \mathbf{14\text{ mm}}$$

3.5.2.4. Resumen de Dimensiones del Cuenco Disipador Tipo USBR III

Finalmente, se coloca en la Tabla 24 un resumen con las dimensiones del cuenco disipador.

Tabla 24. Resumen de Diseño del Cuenco Disipador Tipo USBR III

Resumen Diseño disipador tipo USBR III			
Longitud del cuenco= 103mm			
Dimensiones Geométricas	Chute	Baffle	End Sill
Altura(mm)	4,00	8,00	6,00
Ancho(mm)	4,00	6,00	-
Espaciamiento(mm)	4,00	6,00	-
Espaciamiento Lateral(mm)	2,00	3,00	-
Número de Bloques	15	10	-
Longitud(mm)	-	10,00	14,00
Pendiente	-	1:1	2:1
Cresta(mm)	-	2,00	2,00

Fuente: Elaboración Propia.

3.6. Diseño de Compuertas

Para el diseño de la compuerta, lo que se requiere conocer es el límite de la abertura de esta para el cual el caudal descargado es igual al caudal del canal. Esta abertura corresponde al límite para el cual se considera que la compuerta no estaría actuando. Se calcula igualando la ecuación de la compuerta al caudal máximo del canal:

$$Q = C_d a b \sqrt{2gy_0} \quad (3-56)$$

$$a = \frac{Q}{C_d b \sqrt{2gy_0}} = \frac{0,000667}{0,12 C_d \sqrt{2 \times 9,81 \times 0,0394}}$$

Si se asume inicialmente el coeficiente de descarga adimensional, $C_{d_{asum}} = 0,56$ y se calcula la respectiva abertura:

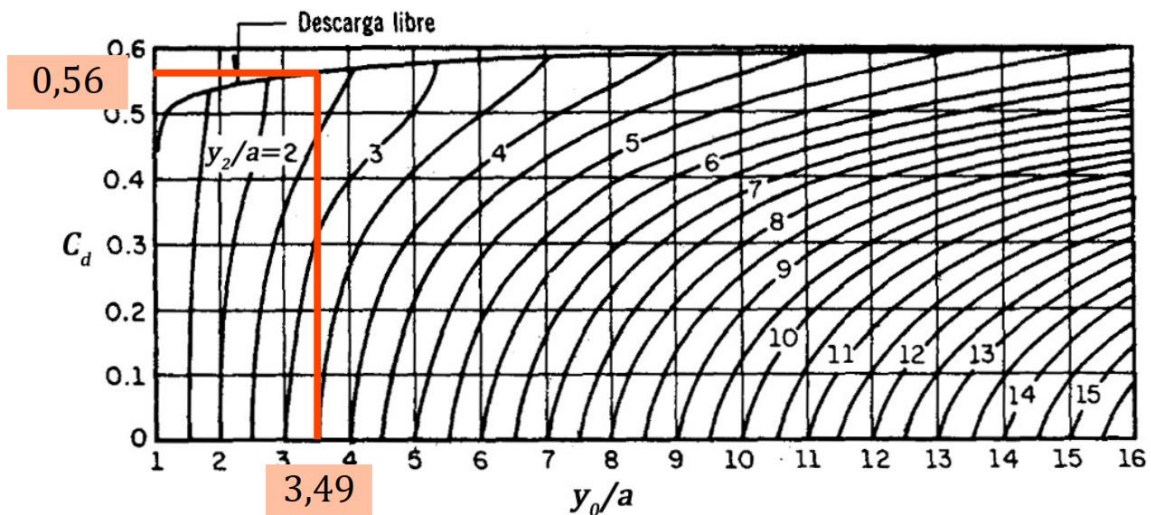
$$a = \frac{0,000667}{0,12 \times 0,56 \sqrt{2 \times 9,81 \times 0,0394}} = 0,0112 \text{ m}$$

Con este valor de la abertura se determina la relación:

$$\frac{y_0}{a} = \frac{0,0394}{0,0113} = 3,493$$

Con ella se verificará en el gráfico para coeficientes de descarga en compuertas verticales:

Figura 48. Lectura del Coeficiente de Descarga para Diseño de la Compuerta.



Fuente: Cadavid (2006)

De acuerdo con lo que se lee en la gráfica, se tiene que el coeficiente de descarga medido correspondiente a esta abertura es:

$$C_d = 0,56$$

Con lo cual queda determinada la abertura máxima para la cual el caudal es el mismo que el caudal en el canal. Para el resto de las aberturas entre 0,000 m y 0,011 m se determinará el caudal que descarga a través de la compuerta, sin embargo, será más sencillo pues se conoce la abertura, y simplemente se define el coeficiente de descarga a través del gráfico. Los resultados se presentan a continuación:

Tabla 25. Cálculo de Caudales Descargados a Diferentes Aberturas de la Compuerta.

a (m)	Q (m³/s)	Cd
0,0000	-	-
0,0010	6,33E-05	0,60
0,0020	1,27E-04	0,60
0,0030	1,90E-04	0,60
0,0040	2,50E-04	0,59
0,0050	3,11E-04	0,59
0,0060	3,70E-04	0,59
0,0070	4,29E-04	0,58
0,0080	4,87E-04	0,58
0,0090	5,44E-04	0,57
0,0100	6,00E-04	0,57
0,0110	6,56E-04	0,57
0,0112	6,67E-04	0,56

Fuente: Elaboración Propia.

Si la abertura es cero, evidentemente, no existirá caudal que pase bajo la compuerta, y no se considerará esta abertura en el resto de los cálculos.

Se determina además la profundidad del flujo contraído debido a la compuerta, el cual se ha denominado y_1 :

$$y_1 = C_c a \quad (3-57)$$

Para determinarlo se requiere el coeficiente de contracción, el cual se calcula mediante la ecuación descrita anteriormente (véase 2.5):

$$C_c = 0,611 \left[1 - 0,895 \frac{a}{y_0} + 0,0893 \frac{a^2}{y_0^2} + 0,0074 \frac{a^3}{y_0^3} \right] \quad (3-58)$$

Para determinarlo se requiere el inverso proporcional de la relación que se determinó para la lectura de la gráfica del coeficiente de descarga en compuertas a/y_0 y con este se ingresa en la ecuación anterior, se determinan los valores de C_c y y_1 en la Tabla 26.

Tabla 26. Cálculo de Profundidades Contraídas del Flujo Bajo la Compuerta.

a (m)	Q (m3/s)	Cd	a/y₀	Cc	y₁ (m)
0,0010	6,33E-05	0,60	0,025	0,597	0,0006
0,0020	1,27E-04	0,60	0,051	0,583	0,0012
0,0030	1,90E-04	0,60	0,076	0,570	0,0017
0,0040	2,50E-04	0,59	0,101	0,556	0,0022
0,0050	3,11E-04	0,59	0,127	0,543	0,0027
0,0060	3,70E-04	0,59	0,152	0,529	0,0032
0,0070	4,29E-04	0,58	0,178	0,516	0,0036
0,0080	4,87E-04	0,58	0,203	0,502	0,0040
0,0090	5,44E-04	0,57	0,228	0,489	0,0044
0,0100	6,00E-04	0,57	0,254	0,476	0,0048
0,0110	6,56E-04	0,57	0,279	0,463	0,0051
0,0112	6,67E-04	0,56	0,284	0,460	0,0052

Fuente: Elaboración Propia.

Para determinar la longitud en la cual se da esta altura contraída a partir de la salida de la compuerta se tiene la siguiente ecuación:

$$L = \frac{a}{C_c} \quad (3-59)$$

Esta distancia se ha calculado para todas las aberturas determinadas inicialmente y los resultados se indican a continuación en la Tabla 27.

Tabla 27. Distancia calculada entre la Descarga de la Compuerta y la Sección Contracta.

a (m)	Cc	L (m)
0,0010	0,597	0,0017
0,0020	0,583	0,0034
0,0030	0,570	0,0053
0,0040	0,556	0,0072
0,0050	0,543	0,0092
0,0060	0,529	0,0113
0,0070	0,516	0,0136
0,0080	0,502	0,0159
0,0090	0,489	0,0184
0,0100	0,476	0,0210
0,0110	0,463	0,0238
0,0112	0,460	0,0243

Elaboración Propia.

3.7. Resalto Hidráulico Producido por la Compuerta

Para conocer la altura conjugada y_2 después del resalto hidráulico producido por la compuerta se utiliza la misma ecuación que en el vertedero de Cimacio:

$$\frac{y_2}{y_1} = \frac{1}{2} \left(\sqrt{1 + 8F_1^2} - 1 \right) \quad (3-60)$$

Para resolver esta ecuación, se requiere el número de Froude en la sección 1:

$$F_1 = \frac{V_1}{\sqrt{gy_1}} \quad (3-61)$$

La velocidad en la sección 1 se determina mediante la ecuación de continuidad:

$$V_1 = \frac{Q}{b y_1} = \frac{Q}{0,12y_1} \quad (3-62)$$

Se determinan estos parámetros para cada una de las profundidades contraídas que se determinaron en el inciso anterior, los resultados se indica en la Tabla 28.

Tabla 28. Cálculo de Características del Flujo en Sección Contraída 1.

y_1 (m)	V_1 (m/s)	F_1
0,0006	0,8835	11,5434
0,0012	0,9044	8,4531
0,0017	0,9246	7,1405
0,0022	0,9362	6,3376
0,0027	0,9563	5,8624
0,0032	0,9724	5,5104
0,0036	0,9908	5,2657
0,0040	1,0101	5,0878
0,0044	1,0303	4,9587
0,0048	1,0515	4,8669
0,0051	1,0737	4,8051
0,0052	1,0780	4,7941

Fuente: Elaboración Propia.

De acuerdo con la clasificación del resalto hidráulico por el número de Froude en la sección contraída, se puede observar que se tiene **resaltos estables** en su mayoría, con excepción de cuando la abertura es de 0,001 m, donde el resalto que se produce es un **resalto fuerte**.

Se procede a calcular la velocidad en la sección 2 de la misma manera que en la 1:

$$V_2 = \frac{Q}{b y_2} \quad (3-63)$$

Se calcula el número de Froude en esta sección:

$$F_2 = \frac{V_2}{\sqrt{g y_2}} \quad (3-64)$$

Con estas expresiones aplicadas, se muestran los resultados en la Tabla 29:

Tabla 29. Cálculo de Características del Flujo en la Sección 2 Al Final del Resalto.

y_2 (m)	V_2 (m/s)	F_2
0,0095	0,0558	0,1832
0,0134	0,0789	0,2177
0,0164	0,0962	0,2397
0,0189	0,1104	0,2568
0,0212	0,1225	0,2688
0,0232	0,1330	0,2789
0,0251	0,1423	0,2866
0,0270	0,1505	0,2925
0,0287	0,1578	0,2971
0,0305	0,1643	0,3005
0,0321	0,1701	0,3029
0,0325	0,1712	0,3033

Fuente: Elaboración Propia.

Se calculan como se realizó anteriormente, para cada una de las aberturas y se determina si se produce o no resalto, es decir, si pasa de régimen supercrítico a subcrítico, evaluando el número de Froude en las secciones 1 y 2. Estos resultados se indican en la Tabla 30.

Tabla 30. Evaluación de los Regímenes de Flujo y Formación de Resalto Hidráulico en la Compuerta.

F_1	Régimen ₁	F_2	Régimen ₂	Form. Resalto
11,543	SUPERCRÍT.	0,183	SUBCRÍT.	SI
8,453	SUPERCRÍT.	0,218	SUBCRÍT.	SI
7,140	SUPERCRÍT.	0,240	SUBCRÍT.	SI
6,338	SUPERCRÍT.	0,257	SUBCRÍT.	SI
5,862	SUPERCRÍT.	0,269	SUBCRÍT.	SI
5,510	SUPERCRÍT.	0,279	SUBCRÍT.	SI
5,266	SUPERCRÍT.	0,287	SUBCRÍT.	SI
5,088	SUPERCRÍT.	0,293	SUBCRÍT.	SI
4,959	SUPERCRÍT.	0,297	SUBCRÍT.	SI
4,867	SUPERCRÍT.	0,301	SUBCRÍT.	SI
4,805	SUPERCRÍT.	0,303	SUBCRÍT.	SI
4,794	SUPERCRÍT.	0,303	SUBCRÍT.	SI

Fuente: Elaboración Propia.

3.7.1. Características del Resalto

3.7.1.1. Pérdida de Energía

Se puede determinar la pérdida de energía entre las secciones 1 y 2, antes y después del resalto a través de la ecuación para ello presentada en el numeral 2.4.4:

$$\Delta E = E_1 - E_2 = \frac{(y_2 - y_1)^3}{4y_1y_2} \quad (3-65)$$

A continuación, se presenta la pérdida de energía entre ambas secciones, para cada abertura:

Tabla 31. Cálculo de Pérdida de Energía entre Ambas Secciones.

y_1 (m)	F_1	y_2 (m)	F_2	ΔE (m)
0,0006	11,5434	0,0095	0,1832	0,0308
0,0012	8,4531	0,0134	0,2177	0,0292
0,0017	7,1405	0,0164	0,2397	0,0284
0,0022	6,3376	0,0189	0,2568	0,0274
0,0027	5,8624	0,0212	0,2688	0,0274
0,0032	5,5104	0,0232	0,2789	0,0273
0,0036	5,2657	0,0251	0,2866	0,0275
0,0040	5,0878	0,0270	0,2925	0,0279
0,0044	4,9587	0,0287	0,2971	0,0285
0,0048	4,8669	0,0305	0,3005	0,0293
0,0051	4,8051	0,0321	0,3029	0,0302
0,0052	4,7941	0,0325	0,3033	0,0304

Fuente: Elaboración Propia.

3.7.1.2. Eficiencia del Resalto

Se cuantifica la razón de disipación antes y después del resalto a través de la ecuación:

$$\frac{E_2}{E_1} = \frac{(8F_1^2 + 1)^{\frac{3}{2}} - 4F_1^2 + 1}{8F_1^2(2 + F_1^2)} \quad (3-66)$$

Esta es la cantidad de energía que queda en el flujo, respecto a la energía en la sección contraída. Para determinar el porcentaje de energía disipada se resta esta razón de la unidad.

Se calculan estos valores para cada una de las aberturas ya señaladas anteriormente, estos se indican en la Tabla 32.

Tabla 32. Cálculo de Eficiencia y Porcentaje de Energía Disipada por el Resalto Hidráulico.

F_1	F_2	Eficiencia (%)	$E_{Disipada}$ (%)
11,5434	0,1832	0,2381	0,7619
8,4531	0,2177	0,3196	0,6804
7,1405	0,2397	0,3732	0,6268
6,3376	0,2568	0,4153	0,5847
5,8624	0,2688	0,4448	0,5552
5,5104	0,2789	0,4692	0,5308
5,2657	0,2866	0,4877	0,5123
5,0878	0,2925	0,5020	0,4980
4,9587	0,2971	0,5129	0,4871
4,8669	0,3005	0,5209	0,4791
4,8051	0,3029	0,5264	0,4736
4,7941	0,3033	0,5274	0,4726

Fuente: Elaboración Propia.

La eficiencia del resalto, en cada uno de los casos, se compara con la eficiencia teórica esperada de acuerdo con Çengel & Cimbala (2010) según el tipo de resalto, con un rango entre 45-70% de disipación para el resalto estable. En el primer caso, por ser un resalto fuerte, presenta una mayor disipación de energía.

3.7.1.3. Altura del Resalto

La diferencia entre la altura después y antes del resalto hidráulico es:

$$h_j = y_2 - y_1 \quad (3-67)$$

Tabla 33. Cálculo de la Altura del Resalto.

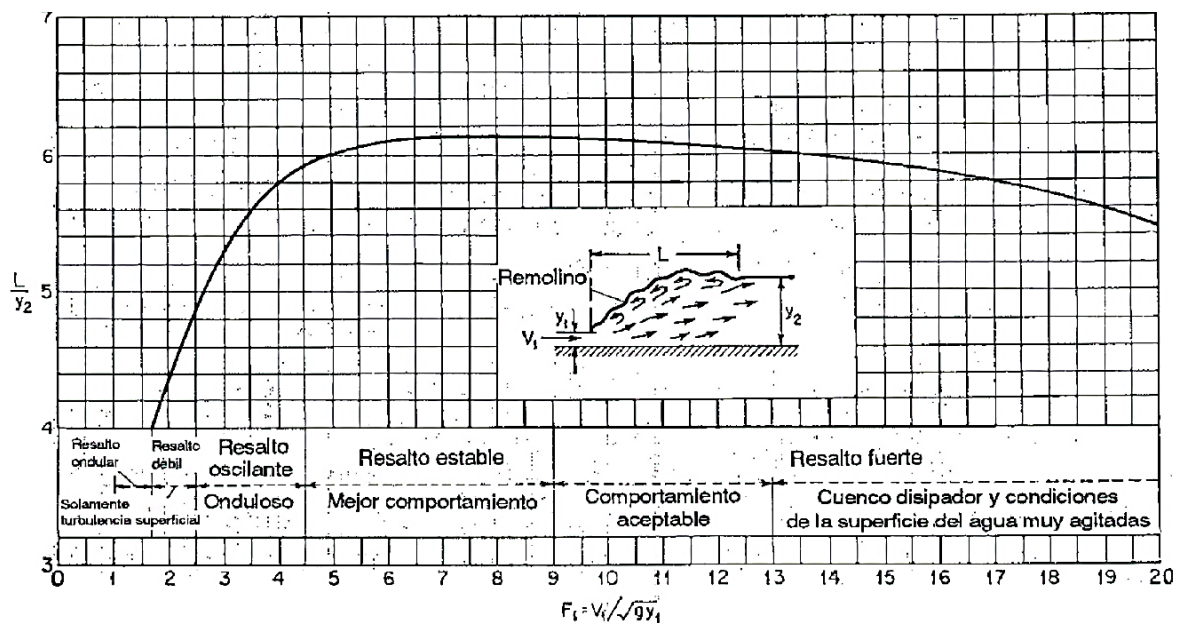
y_1 (m)	y_2 (m)	h_j (m)
0,0006	0,0095	0,0089
0,0012	0,0134	0,0122
0,0017	0,0164	0,0147
0,0022	0,0189	0,0166
0,0027	0,0212	0,0185
0,0032	0,0232	0,0200
0,0036	0,0251	0,0215
0,0040	0,0270	0,0230
0,0044	0,0287	0,0243
0,0048	0,0305	0,0257
0,0051	0,0321	0,0270
0,0052	0,0325	0,0273

Fuente: Elaboración Propia.

3.7.1.4. Longitud del Resalto

Para estimar la longitud del resalto se utiliza el procedimiento descrito anteriormente, haciendo uso de la Figura 49.

Figura 49. Lectura de la Relación L/y_2 .



Fuente: Chow (1994)

Con el valor del número de Froude en la sección contraída, antes del resalto, se lee la relación L/y_2 . Conociéndose el valor de la altura final del resalto se despeja y_2 y se obtienen las longitudes del resalto para cada caso.

Tabla 34. Cálculo de Longitud del Resalto.

F_1	y_2 (m)	L/y_2	L (m)
11,543	0,009	6,063	0,057
8,453	0,013	6,119	0,082
7,140	0,016	6,122	0,101
6,338	0,019	6,107	0,115
5,862	0,021	6,083	0,129
5,510	0,023	6,053	0,140
5,266	0,025	6,029	0,152
5,088	0,027	6,006	0,162
4,959	0,029	5,989	0,172
4,867	0,030	5,979	0,182
4,805	0,032	5,972	0,192
4,794	0,032	5,971	0,194

Fuente: Elaboración Propia.

4. CONSTRUCCIÓN DEL MODELO

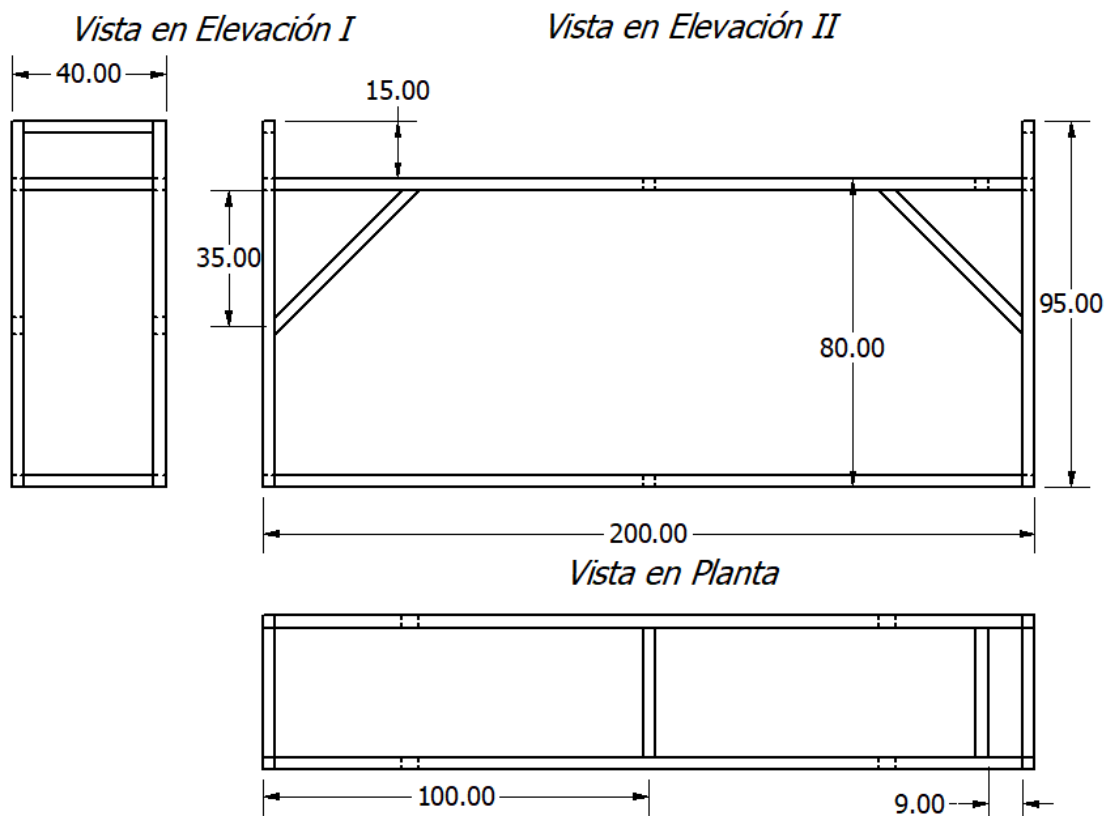
4.1. Dimensiones de los Elementos

A continuación, se ilustran cada uno de los elementos del modelo, con sus dimensiones finales, en diferentes cortes y vistas:

4.1.1. Dimensiones del Soporte del Canal

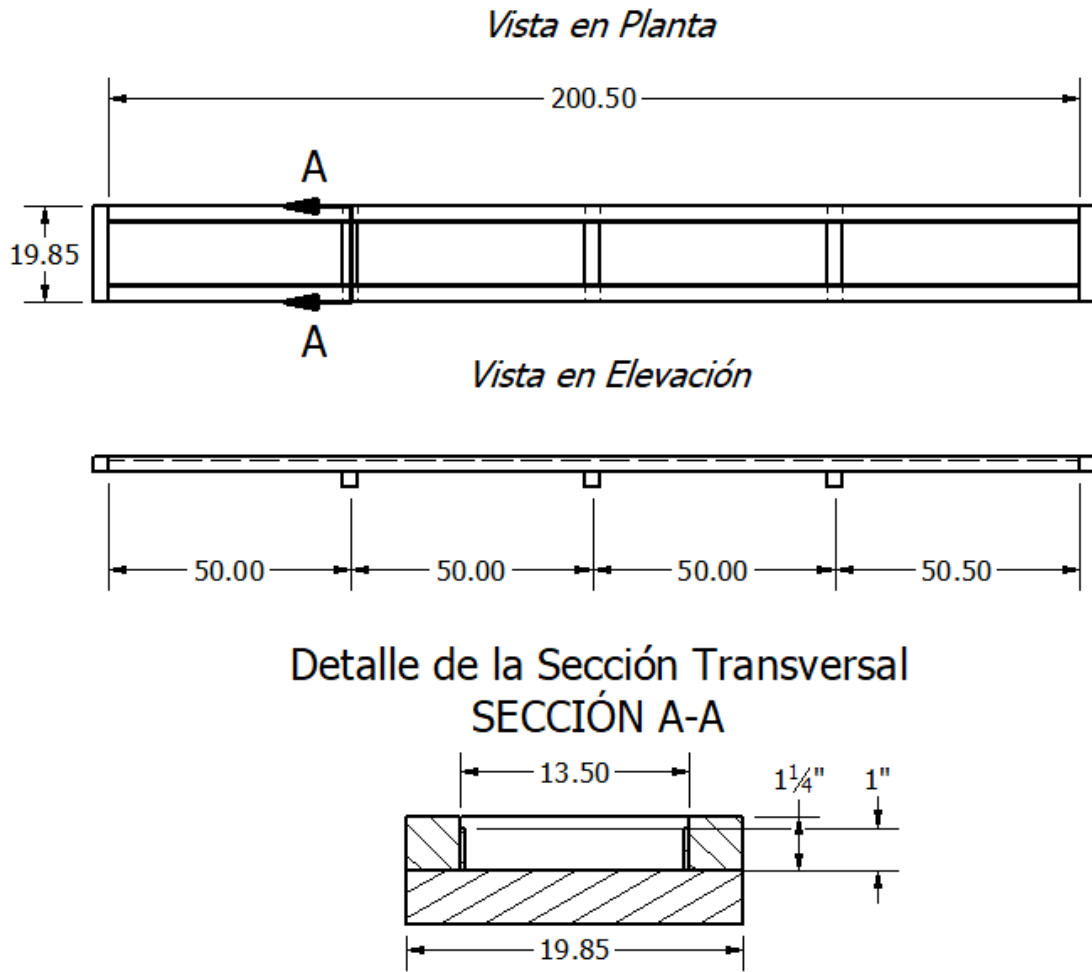
El soporte del canal está realizado en acero, en perfiles cuadrados de 1¼". Está formado por dos partes, un cuerpo estático que sirve como soporte de todo el modelo. La segunda parte del canal se trata de un cuerpo móvil que soporta únicamente al canal de acrílico y evita que este se desplace con la variación de la pendiente. Adelante, se indica de manera aproximada la forma y dimensiones del soporte:

Figura 50. Cuerpo Estático del Soporte del Canal – Medidas en cm.



Fuente: Elaboración Propia.

Figura 51. Parte Móvil del Soporte Canal – Medidas en cm.



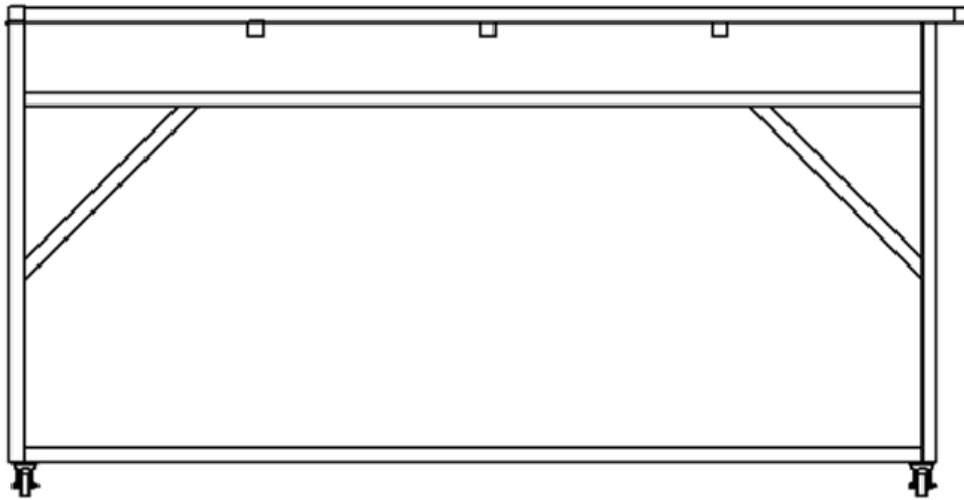
Fuente: Elaboración Propia.

Estas dos partes, la parte móvil y la parte fija del soporte, están unidas a través de una bisagra en uno de los extremos del cuerpo estático del soporte, la cual es la responsable de permitir el giro y, por ende, la variación de la pendiente del canal.

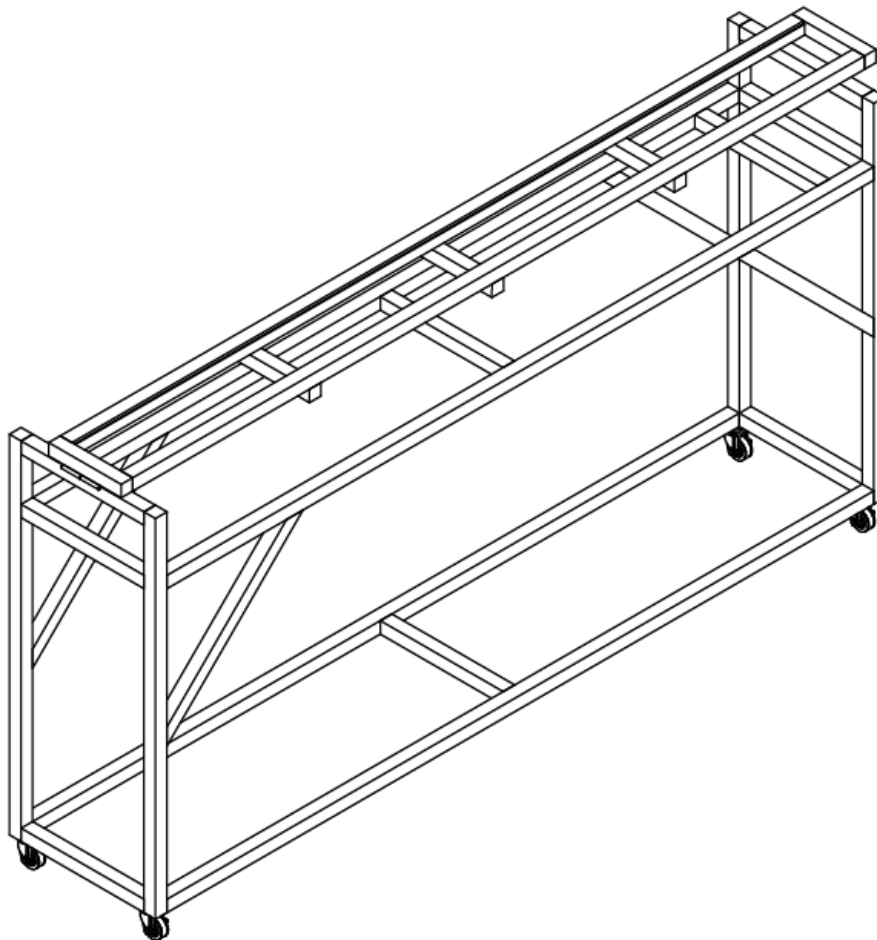
El soporte quedaría de la siguiente manera una vez montada la parte móvil sobre el soporte estático:

Figura 52. Soporte Ensamblado.

Vista en Elevación del Soporte



Detalle del Soporte Ensamblado



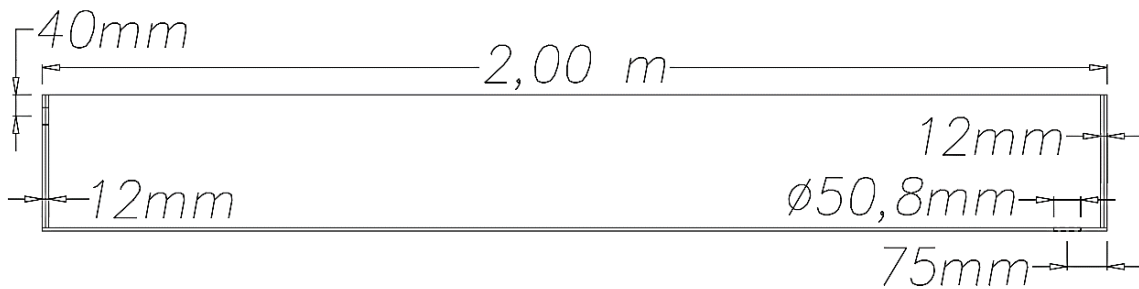
Fuente: Elaboración Propia.

4.1.2. Dimensiones del Canal

Estas son las dimensiones que tiene el canal, incluyendo los diferentes espesores del acrílico. Se puede observar que al restar estos espesores se tienen las dimensiones que se indicó en el numeral 3.2:

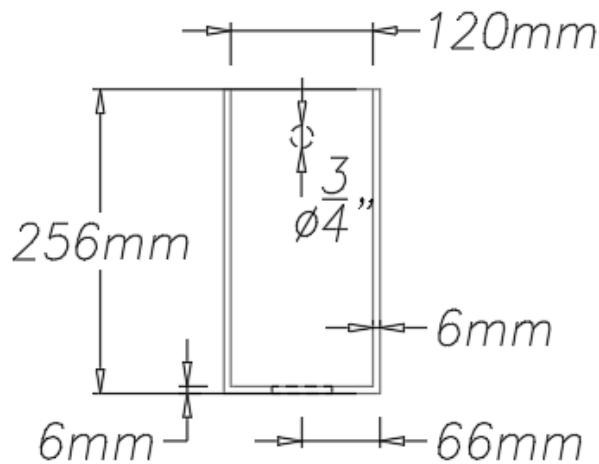
- Alto: 0,25 m;
- Ancho: 0,12 m;
- Longitud: 2,00 m.

Figura 53. Vista Lateral del Canal.



Fuente: Elaboración Propia.

Figura 54. Sección Transversal del Canal.



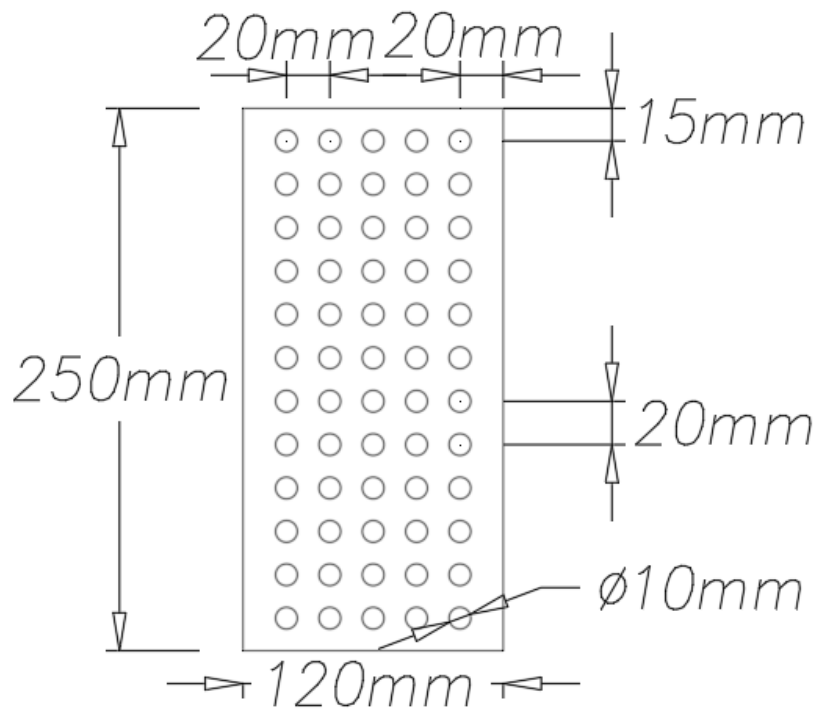
Fuente: Elaboración Propia.

4.1.3. Dimensiones De Pantallas Disipadoras de Energía De Entrada al Canal

Se colocan dos pantallas disipadoras que permiten disminuir la turbulencia en la entrada del canal. Reducen la acción producida por el choque del agua contra el fondo del canal a su ingreso al canal, así como las fluctuaciones producidas, para que las estructuras a modelarse se comporten como se espera.

Se ubican la primera a 0,15m respecto al extremo aguas arriba del canal, y la segunda a 0,10m aguas abajo respecto a la primera.

Figura 55. Dimensiones de las Pantallas Disipadoras de Turbulencia.

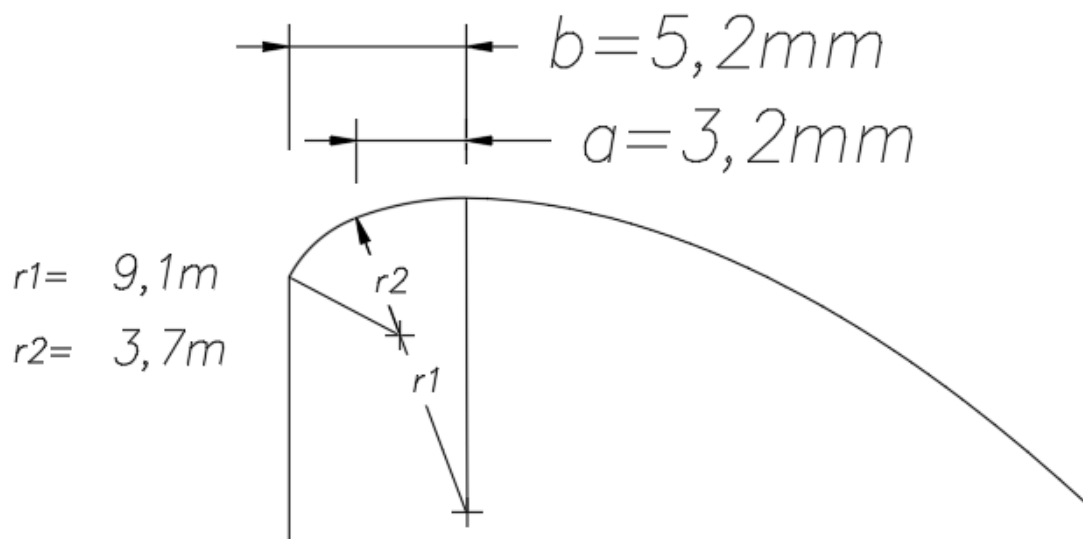


Fuente: Elaboración Propia.

4.1.4. Dimensiones del Vertedero de Cimacio

Se tienen los siguientes radios para el ingreso al vertedero:

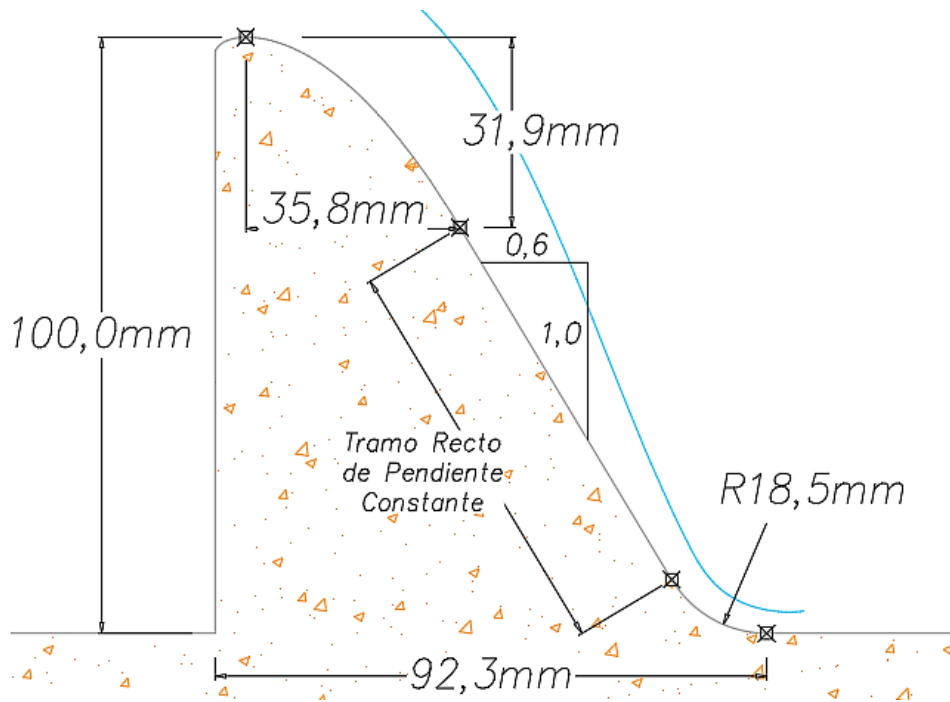
Figura 56. Radios de Ingreso al Vertedero de Cimacio.



Fuente: Elaboración Propia.

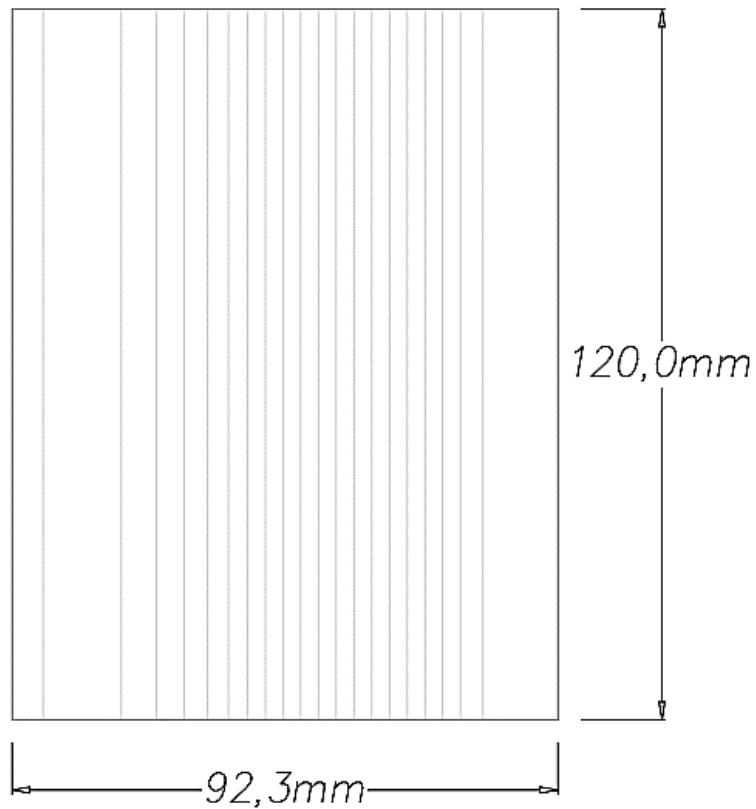
Se muestra la espalda del vertedero con sus dimensiones, pendiente, y radio de salida:

Figura 57. Vertedero de Cimacio Vista en Corte.



Fuente: Elaboración Propia.

Figura 58. Vertedero de Cimacio Vista en Planta.



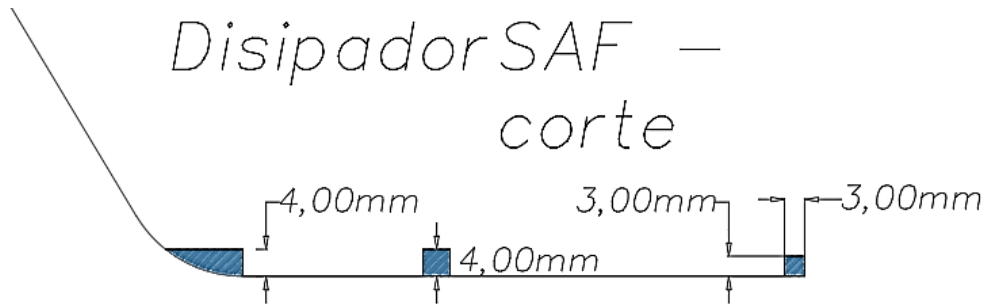
Fuente: Elaboración Propia.

4.1.5. Dimensiones de los Cuencos Disipadores

4.1.5.1. Cuenco Disipador Tipo SAF

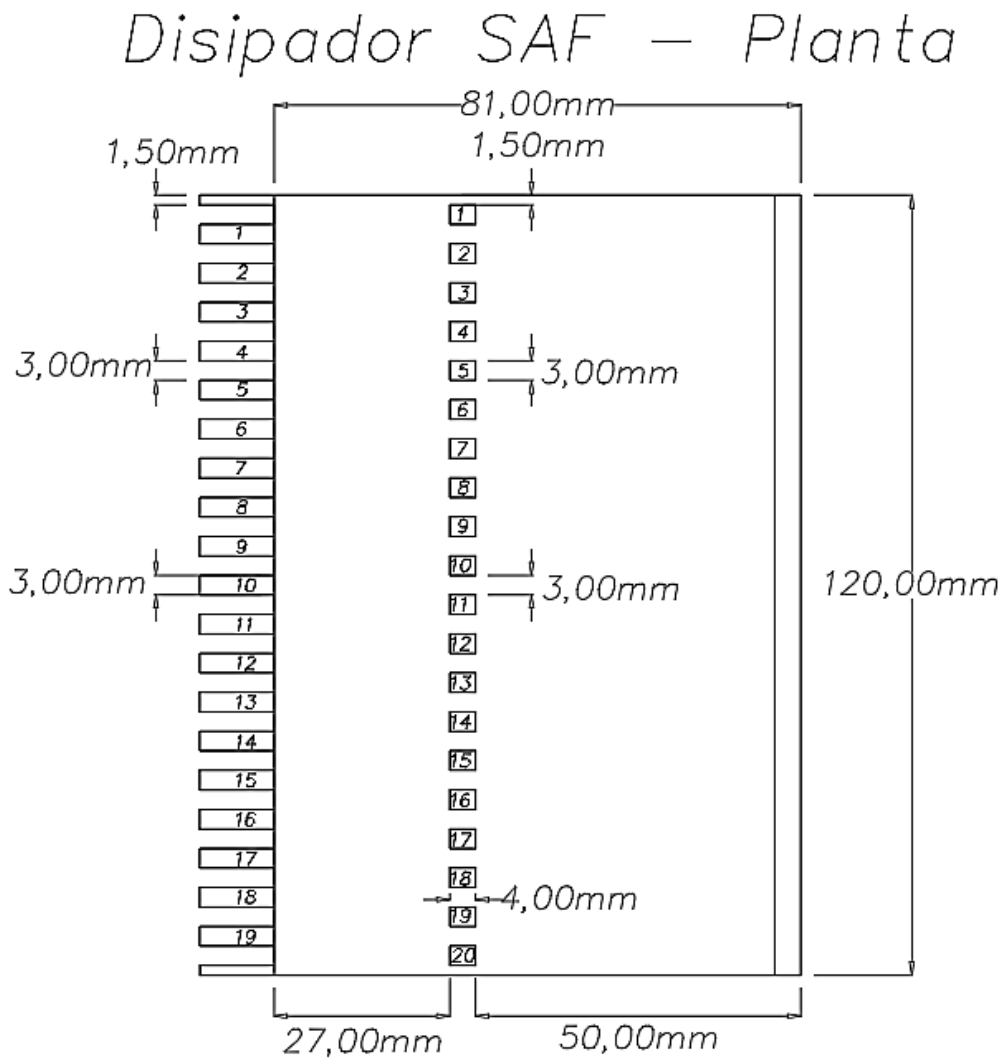
Se presentan las dimensiones del cuenco disipador tal como se ha diseñado:

Figura 59. Cuenco Disipador Tipo SAF Vista en Corte.



Fuente: Elaboración Propia.

Figura 60. Cuenco Disipador Tipo SAF Vista en Planta.

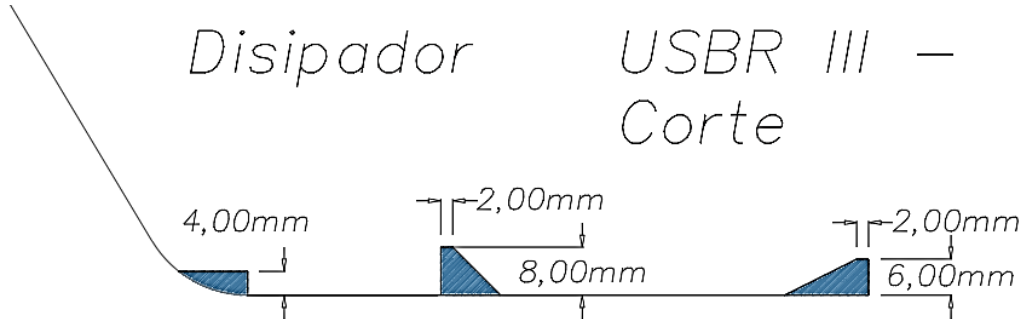


Fuente: Elaboración Propia.

4.1.5.2. Cuenco Disipador Tipo USBR III

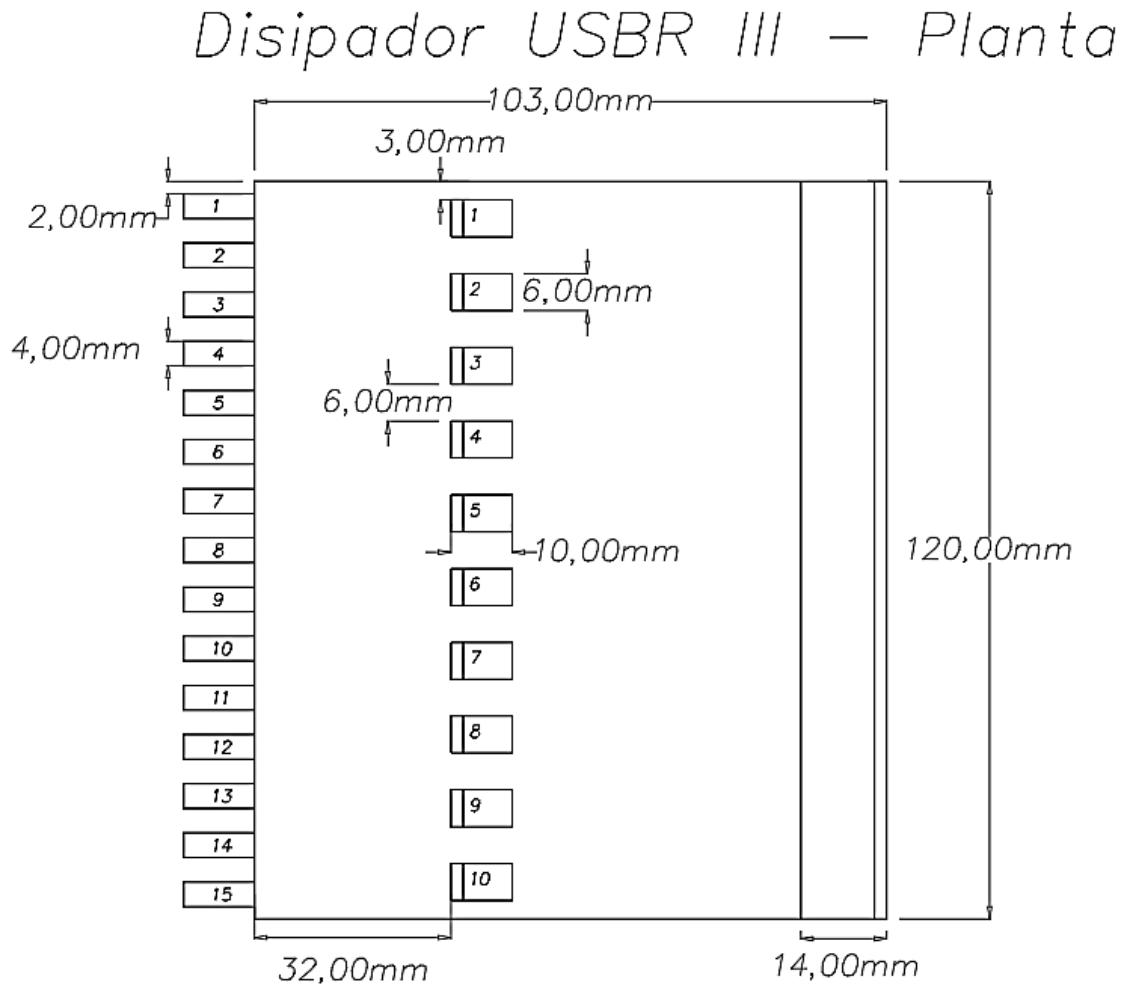
Se presentan las dimensiones del cuenco disipador tal como se ha diseñado:

Figura 61. Cuenco Disipador Tipo SAF Vista en Corte.



Fuente: Elaboración Propia.

Figura 62. Cuenco Disipador Tipo SAF Vista en Planta.

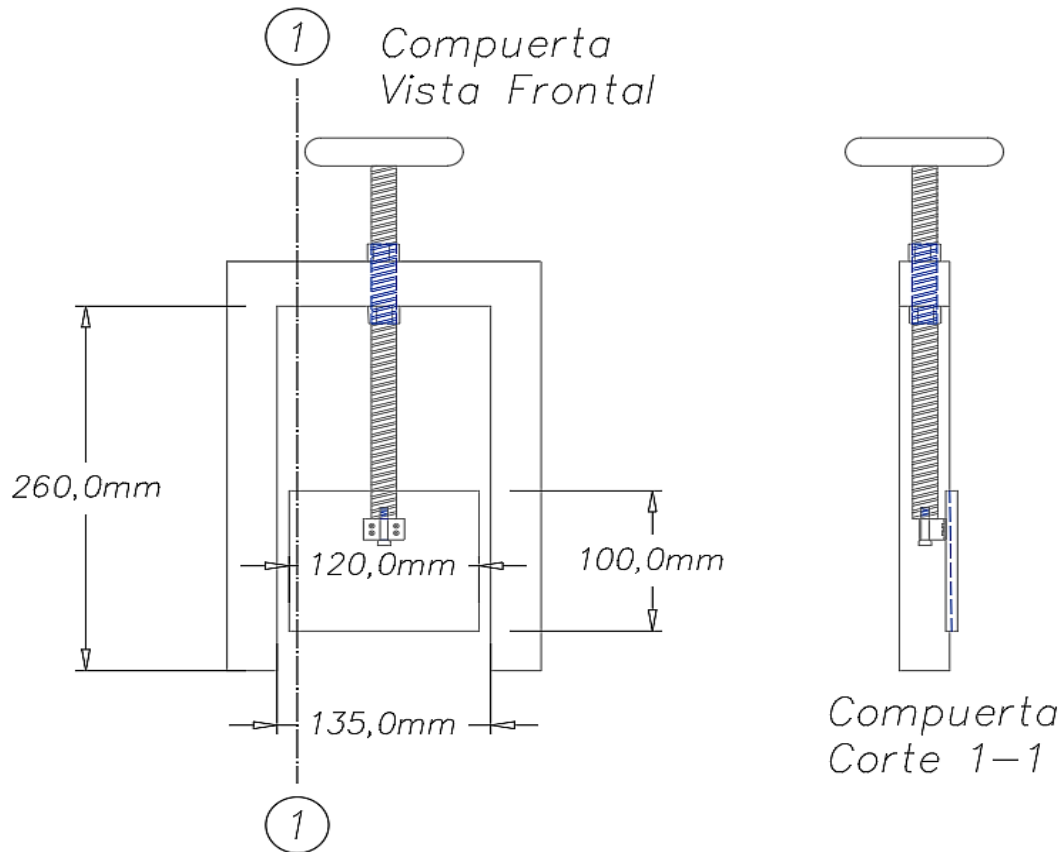


Fuente: Elaboración Propia.

4.1.6. Dimensiones de la Compuerta

Las siguientes son únicamente las dimensiones con las que se trabajó en el diseño hidráulico de la compuerta, se incluye un esquema aproximado del mecanismo que se utilizará para su funcionamiento:

Figura 63. Dimensiones Generales de la Compuerta.



Fuente: Elaboración Propia.

4.2. Materiales para la Construcción del Modelo

Para la construcción del modelo se utilizaron los materiales y cantidades especificadas en la Tabla 35.

Tabla 35. Materiales Utilizados para la Construcción del Modelo

Materiales	Unidad	Cantidad
Acople Manguera - Tubería Roscada 3/4"	U	2
Bomba de Agua 1/2HP 110V 1V1" Leo APm37	U	1
Codo 45 PVC 3/4"	U	3
Extensión	U	1
Fuente de Poder	U	1
Garruchas	U	4
Gata Tipo Tijera	U	1
Manguera 3/4" Flex/Transparente	m	3
Manguera Corrugada 2"	m	1
Modelos Impresos 3D PLA Verde	U	4
Neplo PVC 3/4"	U	12
Plancha de Acrílico e=6mm	U	1
Plancha de Aluminio Corrugado	U	1
Pulsador	U	1
Pulsador Industrial	U	1
Recipiente 25L	U	1
Recipiente 35L	U	1
Reducción PVC 1"-3/4"	U	1
Sensor Láser V15310xv2	U	1
Tee PVC 3/4"	U	2
Tubería de PVC 3/4"	m	2
Tubo Acero Cuadrado 3/4"x3/4"	m	24
Unión Universal	U	2
Válvula Check	U	1
Válvula de Bola	U	5

Fuente: Elaboración Propia.

4.3. Construcción del Modelo

Para la construcción del canal se utilizaron dos planchas de acrílico, éstas fueron cortadas en láminas mediante corte láser de acuerdo con las dimensiones requeridas.

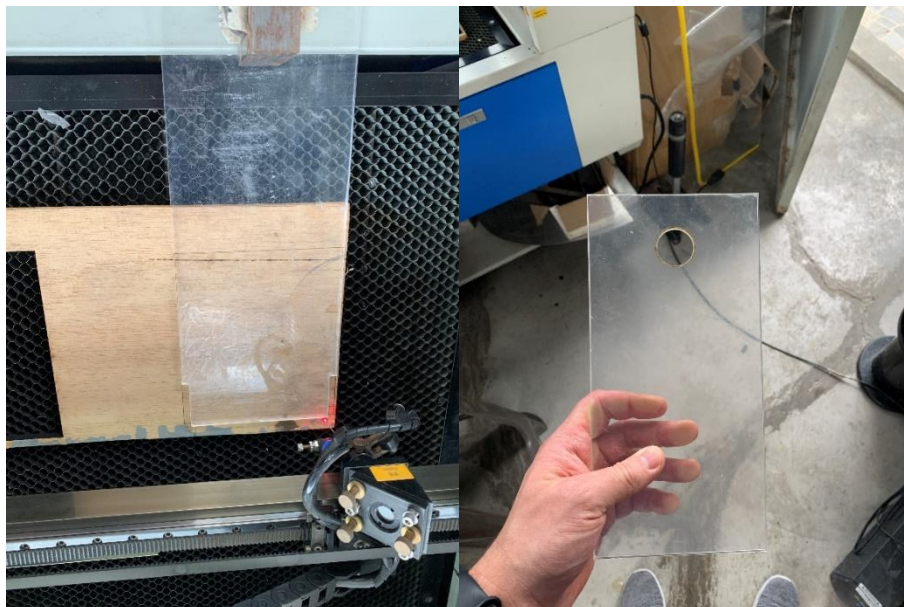
Figura 64. Láminas de Acrílico.



Fuente: Elaboración Propia.

Sobre las láminas de acrílico se realizaron las perforaciones para el ingreso y salida del agua del canal:

Figura 65. Corte Láser de los Orificios de Entrada y Salida del Agua en el Canal.



Fuente: Elaboración Propia.

Para el montaje del canal se utilizaron cortes adicionales para sostener al canal en la posición requerida. Se soldaron las piezas de acrílico entre sí mediante pegamento de uso exclusivo en acrílico, se permitió que se seque en la posición mostrada y se dieron varias capas de este pegamento para permitir una unión resistente.

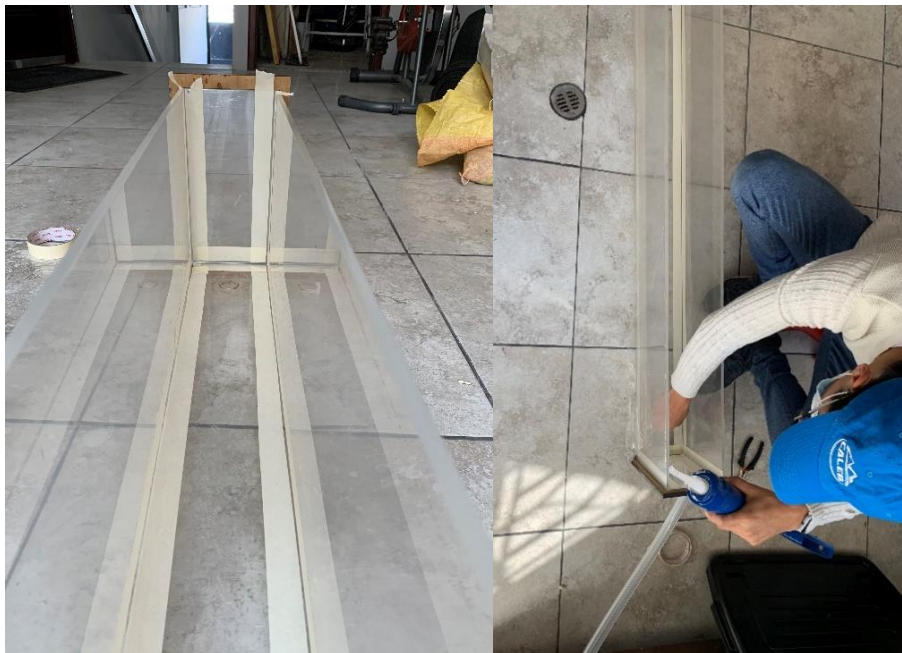
Figura 66. Montaje del Canal de Acrílico.



Fuente: Elaboración Propia.

Posteriormente, se colocó una delgada lámina de silicona en las juntas para impermeabilizar las uniones entre las piezas de acrílico.

Figura 67. Impermeabilización del Canal.



Fuente: Elaboración Propia.

Se compró la bomba y se realizó el aforo a la salida de la bomba para conocer el caudal real con el que se cuenta en el canal.

Figura 68. Aforo a la Salida de la Bomba.



Fuente: Elaboración Propia.

Se hicieron pruebas con diferentes tipos de equipos para hacer que la pendiente del canal varíe, finalmente se escogió una gata tipo tijera

Figura 69. Pruebas con Gata Tipo Tijera.



Fuente: Elaboración Propia.

Una vez construido el canal, y definido el sistema para la pendiente variable del mismo se optó por enviar a construir el soporte para el canal:

Figura 70. Soporte del Canal.



Fuente: Elaboración Propia.

Se realizaron pruebas con el canal sobre el soporte:

Figura 71. Canal asentado sobre soporte



Se envió la estructura y el marco de la compuerta a pintar:

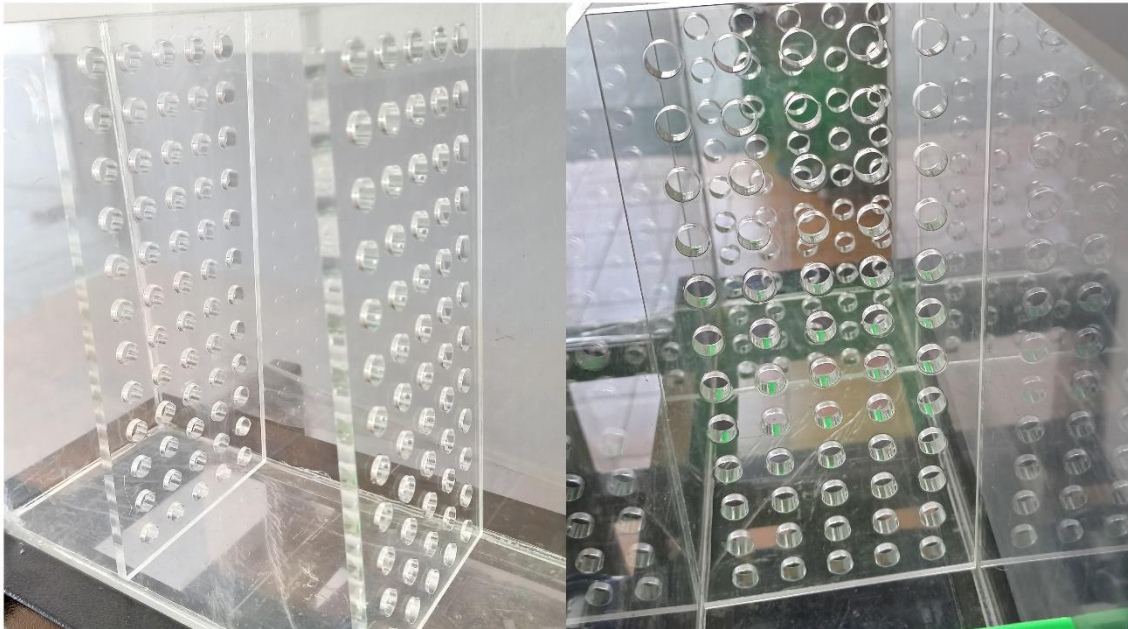
Figura 72. Soporte del Canal y Marco de la Compuerta Pintados.



Fuente: Elaboración Propia.

Se cortan las pantallas disipadoras de energía que van a ir ubicadas en la entrada del canal y se fijan mediante guías y pegamento específico para acrílico:

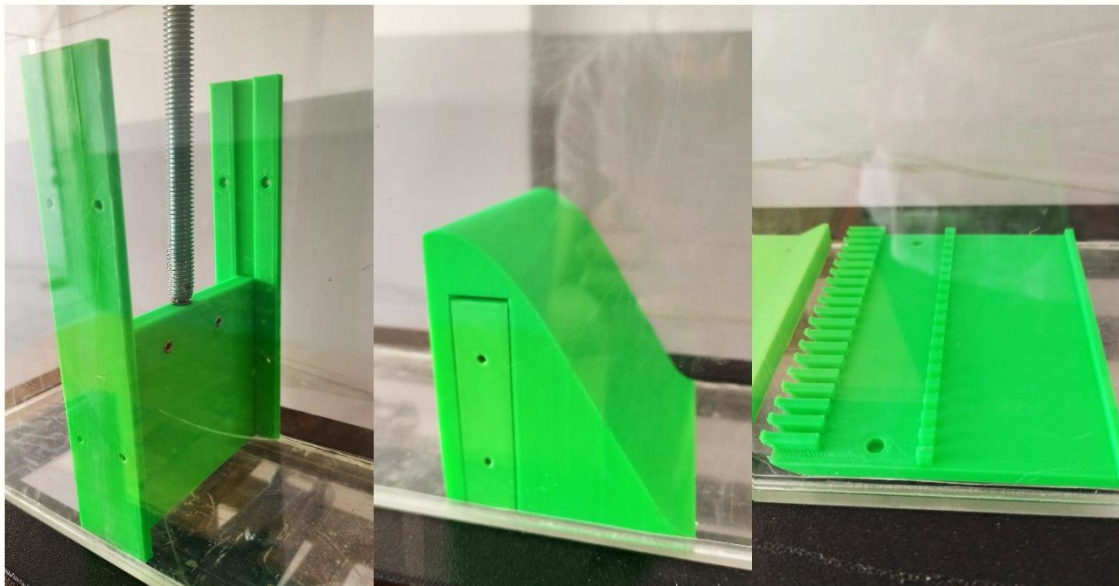
Figura 73. Pantallas Disipadoras de Energía al Ingreso del Canal.



Fuente: Elaboración Propia.

Se imprimen en 3D los accesorios del canal de acuerdo con el diseño. Para ello se realizó el diseño de los diferentes accesorios y estructuras representadas en el software de diseño Autodesk Inventor. Se realizó la impresión de alta precisión de los accesorios en el material *PLA* con una tolerancia de hasta 0,15 mm, y se realizaron las guías para permitir el montaje y desmontaje de estos:

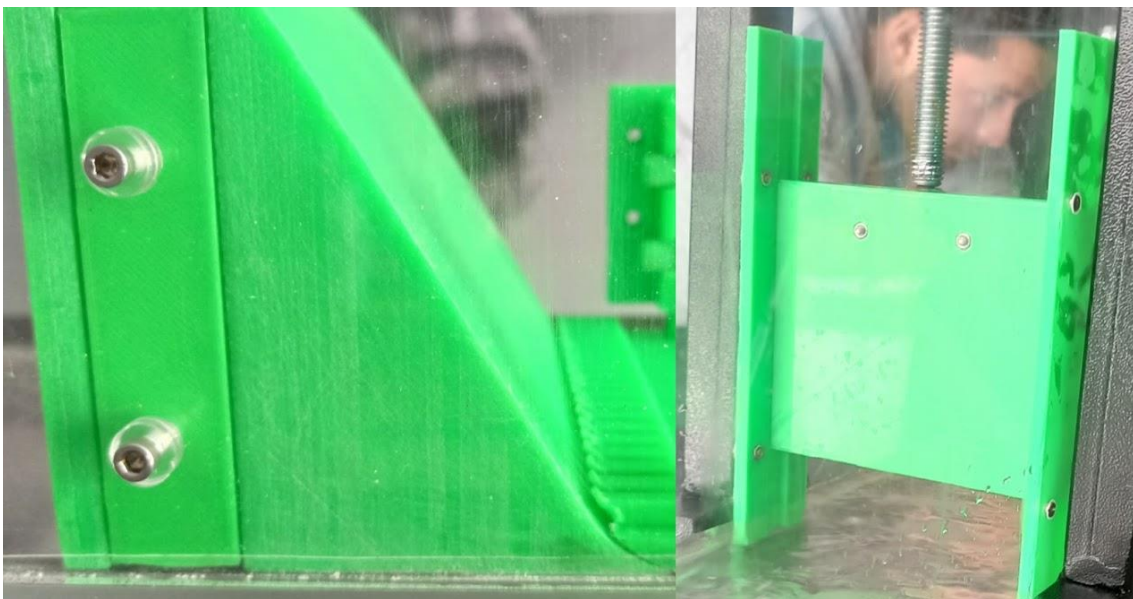
Figura 74. Estructuras Impresas en 3D.



Fuente: Elaboración Propia.

Una vez impresas las guías se fijan al canal, realizando los orificios necesarios en las paredes de este e impermeabilizando los mismos tras la fijación de las guías a las paredes del canal mediante tornillos:

Figura 75. Fijación de Guías y Soportes de las Estructuras y Accesorios del Canal.



Fuente: Elaboración Propia.

Se realizan las conexiones e instalaciones de las tuberías de PVC y mangueras para el montaje definitivo del canal en el soporte.

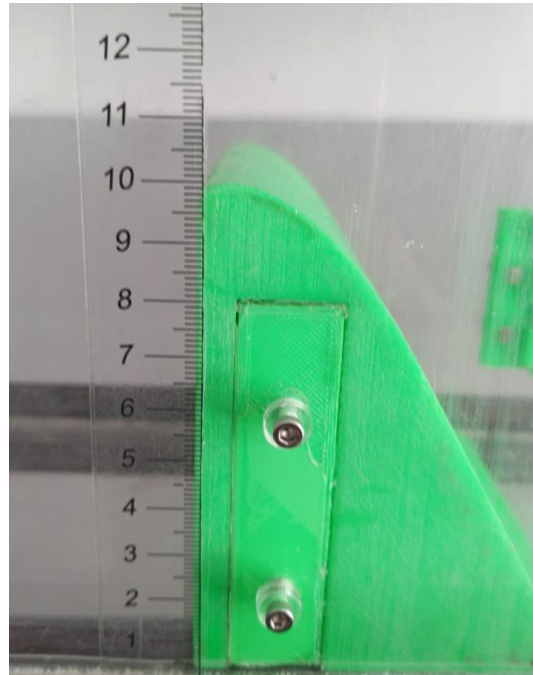


Finalmente se añaden las instalaciones eléctricas para el encendido y apagado de la bomba, así como el sistema de medición de la pendiente.

4.4. Instrumentos de Medición y Control

Se utilizará una regla vertical que estará ubicada en el vertedero de Cimacio, con esta el usuario del canal podrá medir la profundidad del flujo justo en la aproximación a la descarga del vertedero.

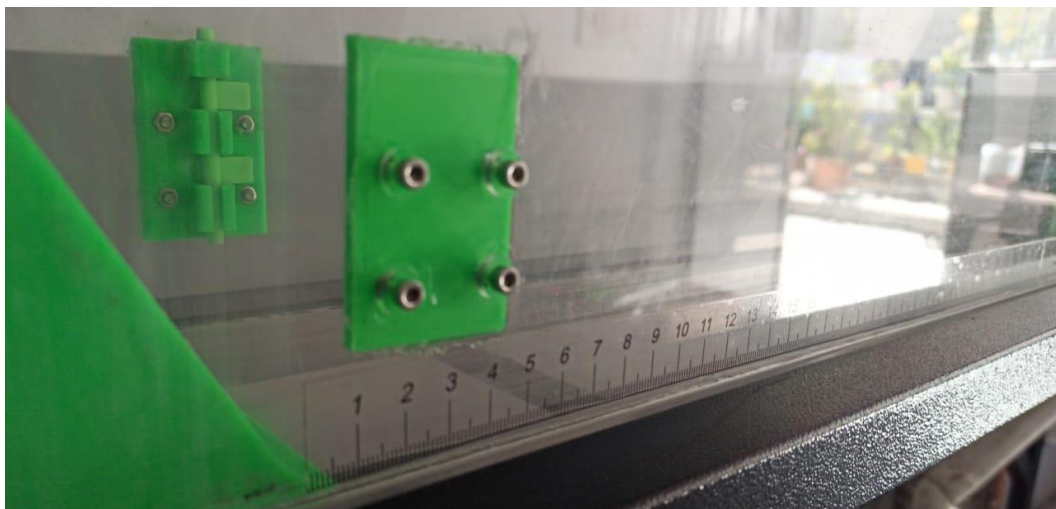
Figura 76. Escala Vertical en Aproximación al Vertedero



Fuente: Elaboración Propia.

Para encontrar la distancia a la que se encuentra el resalto hidráulico con respecto al flujo tras el vertedero se coloca una regla en sentido horizontal (Figura 77) en todo el tramo donde se descarga el flujo, cuya longitud es 0,70m.

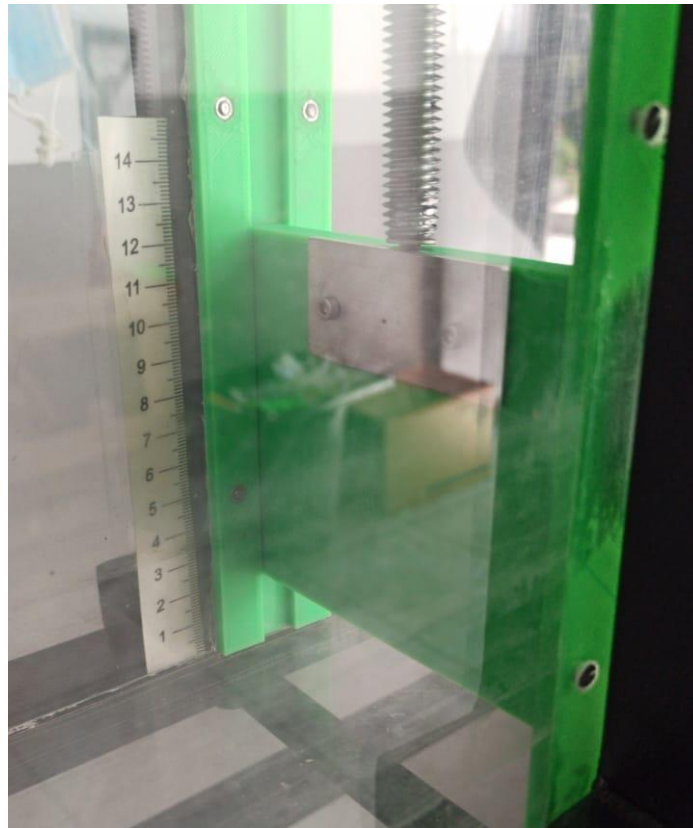
Figura 77. Escala Horizontal Después del Vertedero.



Fuente: Elaboración Propia.

De igual manera para la compuerta se tiene una regla vertical que permitirá la medición del calado del agua justo antes de la compuerta

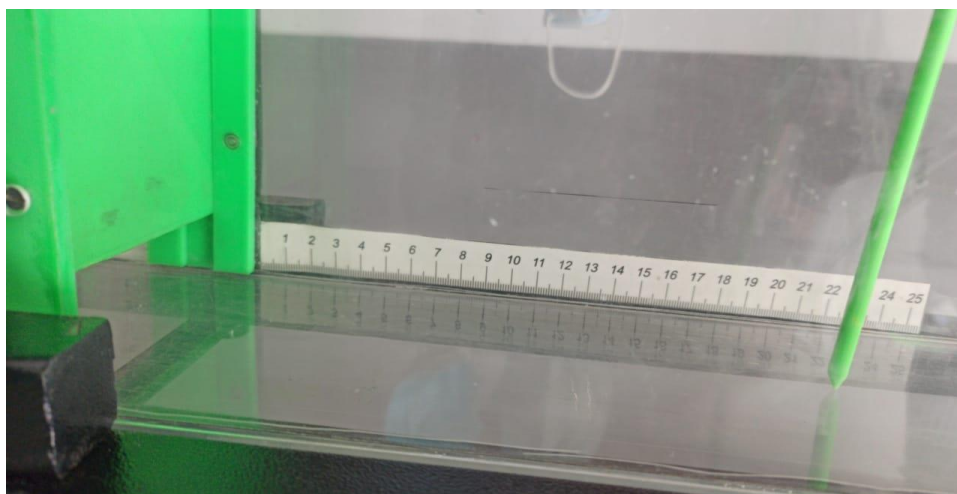
Figura 78. Escala Vertical en la Compuerta,



Fuente: Elaboración Propia.

Es necesario conocer la posición del resalto hidráulico que se producirá posterior a la compuerta, por lo que se coloca una regla horizontal justo después de la compuerta que nos permite realizar esta medición

Figura 79. Escala Horizontal tras la Compuerta



Fuente: Elaboración Propia.

Para la medición de los diferentes calados a lo largo de todo el canal se dispone de un medidor de profundidad digital que se encuentra asentado sobre una base que le permite desplazarse a lo largo de las paredes del canal, así como su extracción y colocación en cualquier sector del canal para cumplir su función.

Figura 80. Medidor de profundidad



Fuente: Elaboración Propia.

Para la medición de la pendiente del canal se utilizará un dispositivo digital, este funciona mediante láser, el cual dispara un haz de luz hasta hallar un obstáculo, el cual en este caso es el fondo del canal, y mide la distancia hasta dicho obstáculo con una tolerancia de 1mm. Este transmite dicha lectura tomada hacia un LCD el cual permite visualizar la pendiente del canal en tiempo real.

5. RESULTADOS Y ANÁLISIS

5.1. Resumen de Resultados

5.1.1. Resultados del Diseño del Canal Hidráulico

El caudal aforado a la salida de la bomba se aforó mediante el uso de un recipiente graduado y la lectura del tiempo de llenado de este. Se aforó para cada uno de los caudales de diseño, es decir, al 25%, 50%, 75% y 100% del caudal entregado por la bomba:

Tabla 36. Aforo de los Diferentes Caudales de Diseño del Canal.

Volumen (m³)	Q -	t₁ (s)	t₂ (s)	t₃ (s)	t₄ (s)	t_{Prom} (s)	Q_{aforado} (m³/s)
0,02	Q25	107,31	107,33	117,32	117,27	112,31	0,00018
0,02	Q50	63,04	63,02	63,25	63,21	63,13	0,00032
0,02	Q75	41,89	41,79	39,83	39,83	40,84	0,00049
0,02	Q100	30,11	30,18	29,91	29,88	30,02	0,00067

Fuente: Elaboración Propia.

5.1.1.1. Elementos Geométricos del Canal

Las medidas del canal son iguales a las presentadas en el diseño:

- Alto: 0,25 m;
- Ancho: 0,12 m;
- Longitud: 2,00 m.

A continuación, se presentan los resultados de las mediciones para la profundidad del flujo en el canal para los caudales dados en el diseño. Se evalúa el comportamiento del canal con el caudal Q100 con las pendientes de diseño y de ser necesario se reduce la cantidad de pendientes necesarias para determinar la curva de energía específica. Finalmente, se calcularán los elementos geométricos del canal ya nombrados en los capítulos anteriores, es decir, área hidráulica, perímetro mojado y radio hidráulico, y a partir de ellos se determinará el coeficiente de rugosidad de Manning en forma experimental para el canal, reemplazando en la ecuación de Manning.

$$n = \frac{A R_h^{2/3} S^{1/2}}{Q} \quad (5-1)$$

Tabla 37. Elementos Geométricos y Coeficiente de Rugosidad de Manning Medidos para Q100.

Q	S	y	A	Pm	Rh	n
(m³/s)	(%)	(m)	(m²)	(m)	(m)	-
0,00067	0,10%	0,0234	0,0028	0,1667	0,017	0,0087
0,00067	0,20%	0,0188	0,0023	0,1577	0,014	0,0089
0,00067	0,40%	0,0158	0,0019	0,1516	0,013	0,0097
0,00067	0,60%	0,0131	0,0016	0,1462	0,011	0,0089
0,00067	0,80%	0,0122	0,0015	0,1443	0,010	0,0091
0,00067	1,00%	0,0109	0,0013	0,1418	0,009	0,0087
0,00067	1,20%	0,0103	0,0012	0,1405	0,009	0,0086
0,00067	1,40%	0,0101	0,0012	0,1402	0,009	0,0090
0,00067	1,60%	0,0093	0,0011	0,1386	0,008	0,0085
0,00067	1,80%	0,0092	0,0011	0,1385	0,008	0,0089
0,00067	2,00%	0,0087	0,0010	0,1374	0,008	0,0085
0,00067	4,00%	0,0075	0,0009	0,1351	0,007	0,0096
0,00067	6,00%	0,0065	0,0008	0,1329	0,006	0,0092
0,00067	8,00%	0,0052	0,0006	0,1304	0,005	0,0075
0,00067	10,00%	0,0052	0,0006	0,1303	0,005	0,0083

Fuente: Elaboración Propia.

El Coeficiente de Manning del Canal promedio se determinó a partir de los valores señalados en la tabla anterior:

Tabla 38. Valor del Coeficiente de Rugosidad de Manning Medio.

Coeficiente de Rugosidad de Manning	
n_{Medio}	0,0088
Desv. Estándar	0,0005

Fuente: Elaboración Propia.

De la misma manera se determinan los elementos geométricos para cada uno de los caudales anteriormente mencionados.

Al graficarse la curva de energía específica vs. Profundidad de flujo (véase 5.1.1.2) se observa que, para la curva de caudal máximo, la mayor parte de puntos graficados pertenecen a la parte de la curva correspondiente al régimen supercrítico, por lo cual, en el caso de los demás caudales, también se cumpliría esto y se podría disminuir el

número de lecturas con algunas pendientes. Se eligieron las siguientes pendientes para todos los demás caudales, considerando las pendientes mínimas y máximas de diseño iniciales:

Tabla 39. Pendientes Seleccionadas para Mediciones en el Canal.

S (%)
0,10%
0,20%
0,40%
0,60%
1,00%
2,00%
6,00%
10,00%

Fuente: Elaboración Propia.

Para el caudal correspondiente al 25% del caudal total se tienen las siguientes mediciones y valores calculados:

Tabla 40. Elementos Geométricos y Coeficiente de Rugosidad de Manning Medidos para Q25.

Q (m³/s)	S (%)	y (m)	A (m²)	Pm (m)	Rh (m)	n -
0,00018	0,10%	0,0052	0,0006	0,1304	0,005	0,0032
0,00018	0,20%	0,0050	0,0006	0,1299	0,005	0,0041
0,00018	0,40%	0,0046	0,0006	0,1293	0,004	0,0052
0,00018	0,60%	0,0043	0,0005	0,1286	0,004	0,0056
0,00018	1,00%	0,0038	0,0005	0,1277	0,004	0,0061
0,00018	2,00%	0,0031	0,0004	0,1261	0,003	0,0060
0,00018	6,00%	0,0021	0,0003	0,1242	0,002	0,0056
0,00018	10,00%	0,0018	0,0002	0,1236	0,002	0,0057

Fuente: Elaboración Propia.

Para el caudal correspondiente al 50%:

Tabla 41. Elementos Geométricos y Coeficiente de Rugosidad de Manning Medidos para Q50.

Q (m³/s)	S (%)	y (m)	A (m²)	Pm (m)	Rh (m)	n -
0,00032	0,10%	0,0103	0,0012	0,1405	0,009	0,0052
0,00032	0,20%	0,0077	0,0009	0,1353	0,007	0,0047
0,00032	0,40%	0,0072	0,0009	0,1344	0,006	0,0059
0,00032	0,60%	0,0067	0,0008	0,1334	0,006	0,0065
0,00032	1,00%	0,0061	0,0007	0,1322	0,006	0,0072
0,00032	2,00%	0,0049	0,0006	0,1297	0,004	0,0071
0,00032	6,00%	0,0036	0,0004	0,1272	0,003	0,0076
0,00032	10,00%	0,0033	0,0004	0,1266	0,003	0,0085

Fuente: Elaboración Propia.

Para el caudal correspondiente al 75%:

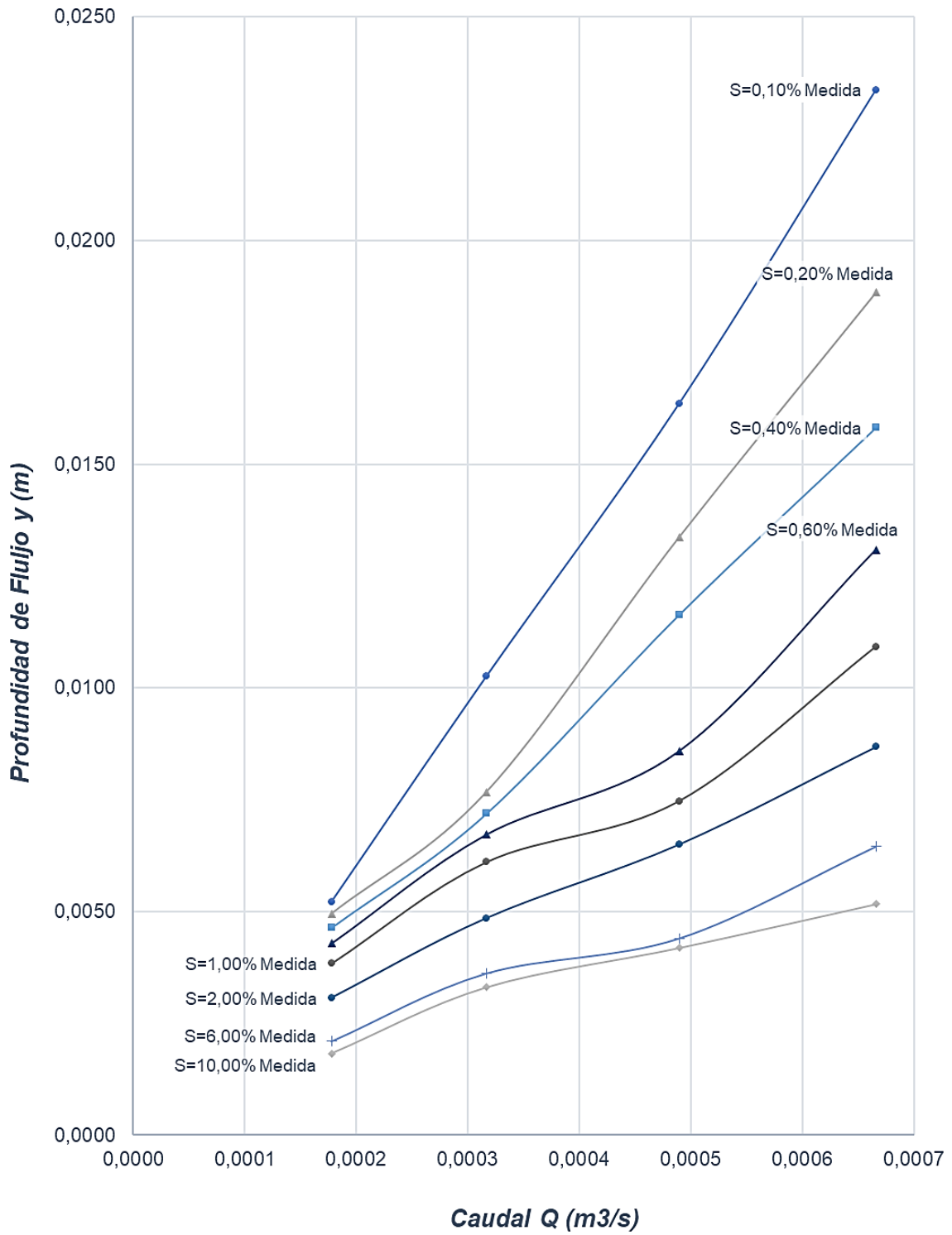
Tabla 42. Elementos Geométricos y Coeficiente de Rugosidad de Manning Medidos para Q75.

Q (m³/s)	S (%)	y (m)	A (m²)	Pm (m)	Rh (m)	n -
0,00049	0,10%	0,0164	0,0020	0,1527	0,013	0,0069
0,00049	0,20%	0,0134	0,0016	0,1467	0,011	0,0072
0,00049	0,40%	0,0116	0,0014	0,1433	0,010	0,0082
0,00049	0,60%	0,0086	0,0010	0,1372	0,008	0,0062
0,00049	1,00%	0,0075	0,0009	0,1349	0,007	0,0065
0,00049	2,00%	0,0065	0,0008	0,1330	0,006	0,0073
0,00049	6,00%	0,0044	0,0005	0,1288	0,004	0,0068
0,00049	10,00%	0,0042	0,0005	0,1284	0,004	0,0080

Fuente: Elaboración Propia.

De la misma manera que en el diseño, se determinarán las curvas de descarga que permiten comprender mejor la interacción entre el caudal, profundidad hidráulica y pendiente en el canal, para los valores registrados. Esta curva se observa en la Figura 81. Curvas de Descarga a Partir de Valores Medidos..

Figura 81. Curvas de Descarga a Partir de Valores Medidos.



Fuente: Elaboración Propia.

5.1.1.2. Energía Específica en el Canal

Con las profundidades de flujo medidas para cada caudal, se mide la velocidad de flujo para cada pendiente y con ello se determina la energía cinética correspondiente. Para la determinación de la velocidad en el canal se utiliza la escala de 0,70m ubicada en el canal y un objeto que se desplaza esta distancia en un tiempo tomado por cronómetro. Se obtuvieron los siguientes resultados de la medición de la velocidad, para cada caudal y pendiente dada:

Tabla 43. Velocidad Medida para las Pendientes del Caudal Q25.

Q25 (m³/s)	S (%)	d (m)	t (s)	V (m/s)
0,00018	0,10%	0,70	2,46	0,284
0,00018	0,20%	0,70	2,33	0,300
0,00018	0,40%	0,70	2,19	0,320
0,00018	0,60%	0,70	2,02	0,346
0,00018	1,00%	0,70	1,81	0,387
0,00018	2,00%	0,70	1,45	0,484
0,00018	6,00%	0,70	0,99	0,707
0,00018	10,00%	0,70	0,86	0,817

Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 44. Velocidad Medida para las Pendientes del Caudal Q50.

Q50 (m³/s)	S (%)	d (m)	t (s)	V (m/s)
0,00032	0,10%	0,70	2,72	0,258
0,00032	0,20%	0,70	2,03	0,344
0,00032	0,40%	0,70	1,90	0,368
0,00032	0,60%	0,70	1,78	0,393
0,00032	1,00%	0,70	1,62	0,433
0,00032	2,00%	0,70	1,29	0,544
0,00032	6,00%	0,70	0,96	0,730
0,00032	10,00%	0,70	0,87	0,800

Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 45. Velocidad Medida para las Pendientes del Caudal Q75.

Q75 (m³/s)	S (%)	d (m)	t (s)	V (m/s)
0,00049	0,10%	0,70	2,80	0,250
0,00049	0,20%	0,70	2,29	0,305
0,00049	0,40%	0,70	2,00	0,351
0,00049	0,60%	0,70	1,47	0,476
0,00049	1,00%	0,70	1,28	0,547
0,00049	2,00%	0,70	1,11	0,628
0,00049	6,00%	0,70	0,75	0,928
0,00049	10,00%	0,70	0,72	0,976

Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 46. Velocidad Medida para las Pendientes del Caudal Q100.

Q100 (m³/s)	S (%)	d (m)	t (s)	V (m/s)
0,00067	0,10%	0,70	2,94	0,238
0,00067	0,20%	0,70	2,37	0,295
0,00067	0,40%	0,70	1,99	0,351
0,00067	0,60%	0,70	1,65	0,425
0,00067	0,80%	0,70	1,53	0,457
0,00067	1,00%	0,70	1,38	0,509
0,00067	1,20%	0,70	1,29	0,541
0,00067	1,40%	0,70	1,27	0,551
0,00067	1,60%	0,70	1,17	0,596
0,00067	1,80%	0,70	1,16	0,602
0,00067	2,00%	0,70	1,09	0,640
0,00067	4,00%	0,70	0,95	0,737
0,00067	6,00%	0,70	0,81	0,861
0,00067	8,00%	0,70	0,65	1,072
0,00067	10,00%	0,70	0,65	1,075

Elaboración Propia.

Al sumar la profundidad del flujo y la energía cinética se consigue la energía total en el sistema, y al graficar estos puntos se obtienen diferentes curvas de energía para el canal, correspondientes a cada uno de los caudales considerados.

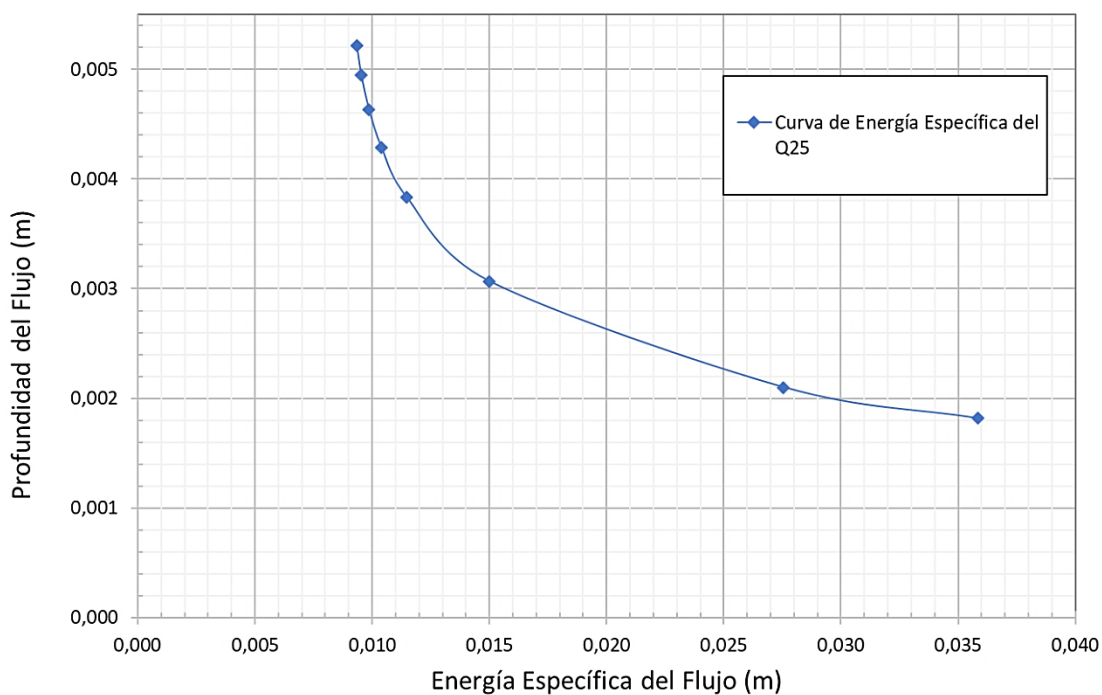
Se presentan los resultados relacionados a la energía específica en el flujo, para cada caudal considerado, y su respectiva curva de energía específica:

Tabla 47. Valores de Energía Específica para Q25.

Pendiente	Profundidad de Flujo Medida	Velocidad	Energía Cinética	Energía Total
S	y	V	$V^2/2g$	E
(%)	(m)	(m/s)	(m)	(m)
0,10%	0,0052	0,284	0,004	0,009
0,20%	0,0050	0,300	0,005	0,010
0,40%	0,0046	0,320	0,005	0,010
0,60%	0,0043	0,346	0,006	0,010
1,00%	0,0038	0,387	0,008	0,011
2,00%	0,0031	0,484	0,012	0,015
6,00%	0,0021	0,707	0,025	0,028
10,00%	0,0018	0,817	0,034	0,036

Fuente: Elaboración Propia.

Figura 82. Curva de Energía Específica para el Q25.



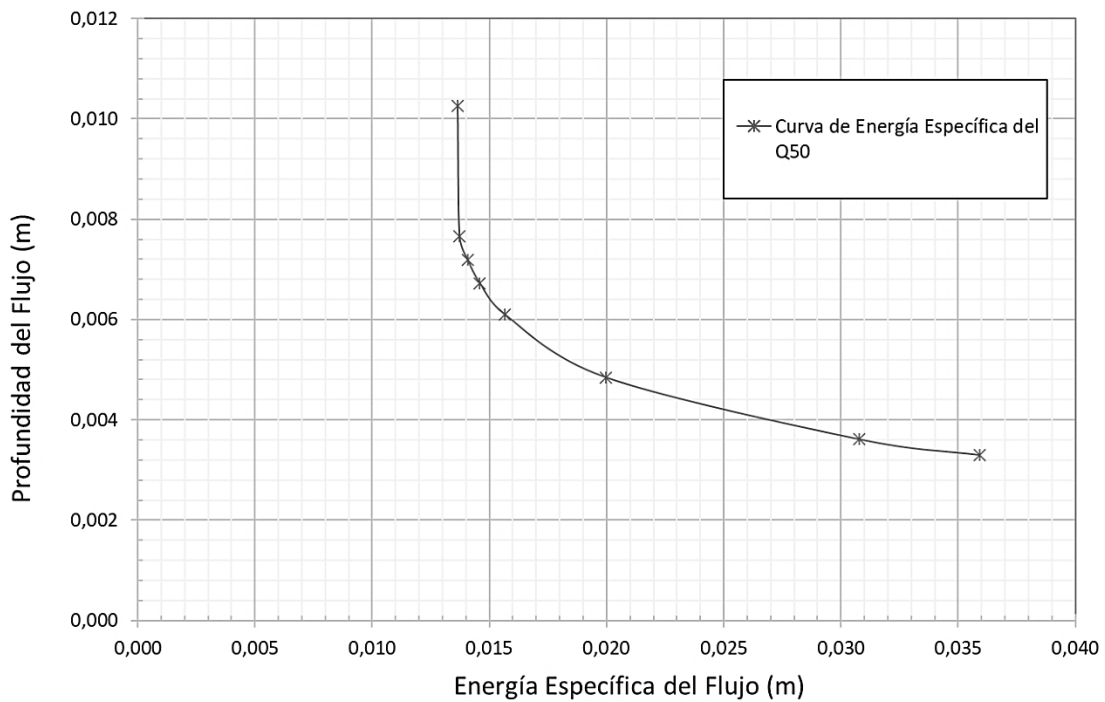
Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 48. Valores de Energía Específica para Q50.

Pendiente	Profundidad de Flujo Medida	Velocidad	Energía Cinética	Energía Total
S	y	V	$V^2/2g$	E
(%)	(m)	(m/s)	(m)	(m)
0,10%	0,0103	0,258	0,003	0,014
0,20%	0,0077	0,344	0,006	0,014
0,40%	0,0072	0,368	0,007	0,014
0,60%	0,0067	0,393	0,008	0,015
1,00%	0,0061	0,433	0,010	0,016
2,00%	0,0049	0,544	0,015	0,020
6,00%	0,0036	0,730	0,027	0,031
10,00%	0,0033	0,800	0,033	0,036

Fuente: Elaboración Propia.

Figura 83. Curva de Energía Específica para el Q50.



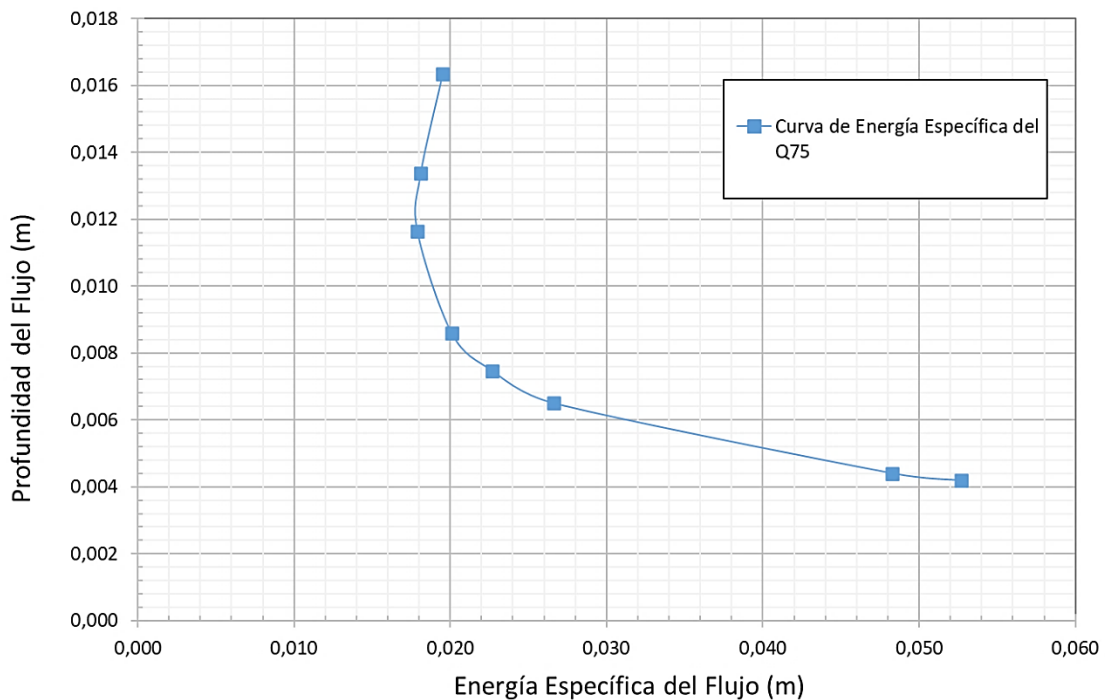
Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 49. Valores de Energía Específica para Q75.

Pendiente	Profundidad de Flujo Medida	Velocidad	Energía Cinética	Energía Total
S	y	V	$V^2/2g$	E
(%)	(m)	(m/s)	(m)	(m)
0,10%	0,0164	0,250	0,003	0,020
0,20%	0,0134	0,305	0,005	0,018
0,40%	0,0116	0,351	0,006	0,018
0,60%	0,0086	0,476	0,012	0,020
1,00%	0,0075	0,547	0,015	0,023
2,00%	0,0065	0,628	0,020	0,027
6,00%	0,0044	0,928	0,044	0,048
10,00%	0,0042	0,976	0,049	0,053

Fuente: Elaboración Propia.

Figura 84. Curva de Energía Específica para el Q75.



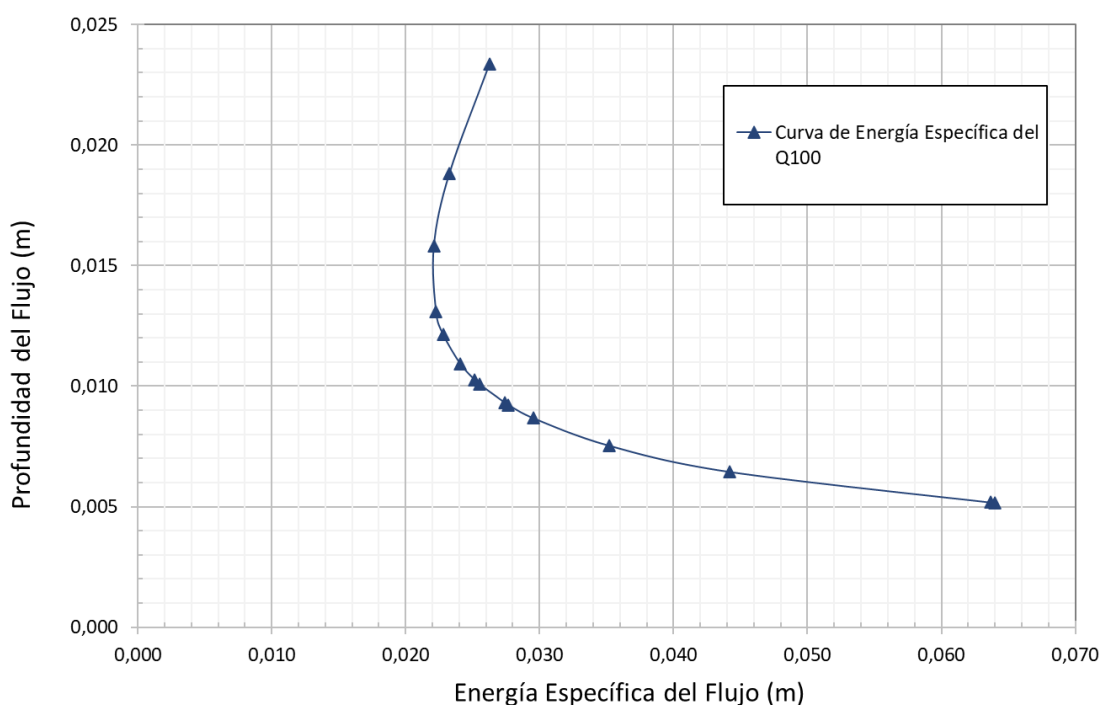
Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 50. Valores de Energía Específica para Q100.

Pendiente S (%)	Profundidad de Flujo Medida y (m)	Velocidad V (m/s)	Energía Cinética V²/2g (m)	Energía Total E (m)
0,10%	0,0234	0,238	0,003	0,026
0,20%	0,0188	0,295	0,004	0,023
0,40%	0,0158	0,351	0,006	0,022
0,60%	0,0131	0,424	0,009	0,022
0,80%	0,0122	0,457	0,011	0,023
1,00%	0,0109	0,509	0,013	0,024
1,20%	0,0103	0,541	0,015	0,025
1,40%	0,0101	0,551	0,015	0,026
1,60%	0,0093	0,596	0,018	0,027
1,80%	0,0092	0,602	0,018	0,028
2,00%	0,0087	0,639	0,021	0,030
4,00%	0,0075	0,737	0,028	0,035
6,00%	0,0065	0,861	0,038	0,044
8,00%	0,0052	1,071	0,058	0,064
10,00%	0,0052	1,075	0,059	0,064

Fuente: Elaboración Propia.

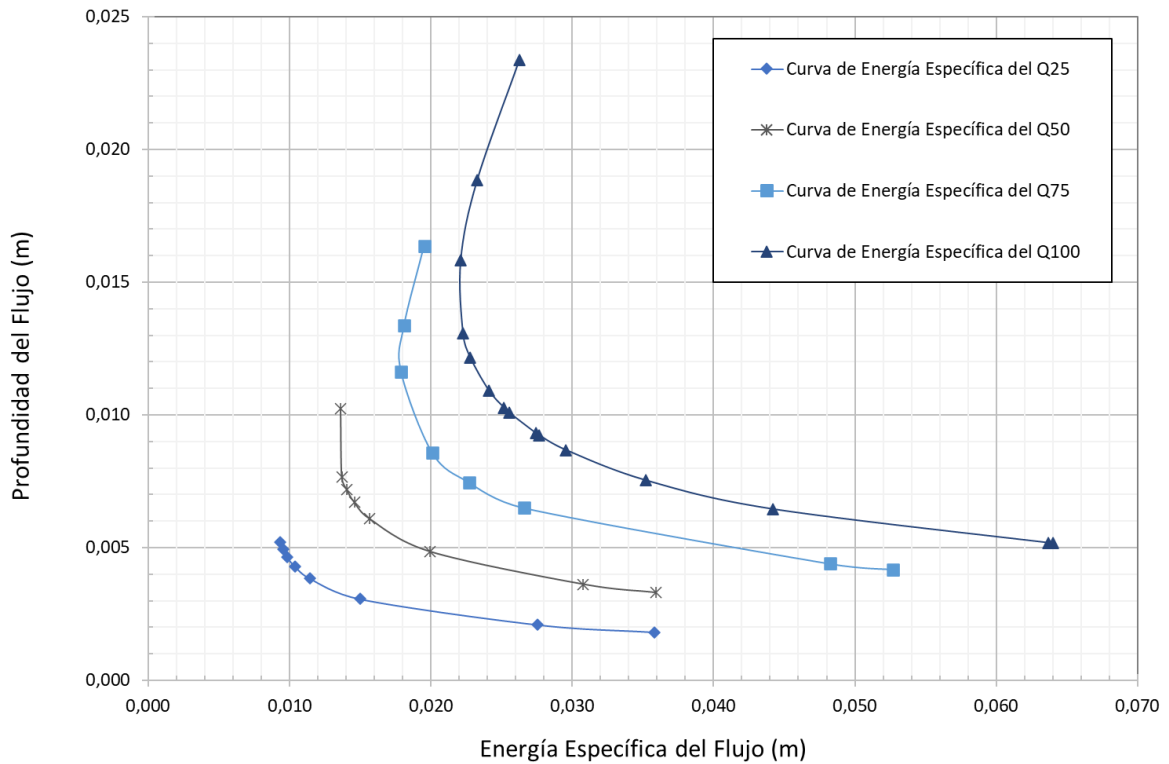
Figura 85. Curva de Energía Específica para el Q100.



Fuente: Elaboración Propia.

En la siguiente figura se ilustran todas las curvas determinadas por las mediciones para cada caudal y pendiente, así como la energía específica para estos:

Figura 86. Curvas de Energía Específica Experimental para los Diferentes Caudales Considerados.



Fuente: Elaboración Propia.

5.1.1.3. Flujo Crítico en el Canal

Para determinar la profundidad crítica del canal para cada caudal, antes aforado, se usa la ecuación (2-9).

Tabla 51. Altura Crítica Correspondiente a cada Caudal de Diseño.

	Q	yc
	(m³/s)	(m)
Q25	0,00018	0,0061
Q50	0,00032	0,0089
Q75	0,00049	0,0119
Q100	0,00067	0,0146

Fuente: Elaboración Propia.

5.1.2. Resultados del Vertedero de Cimacio

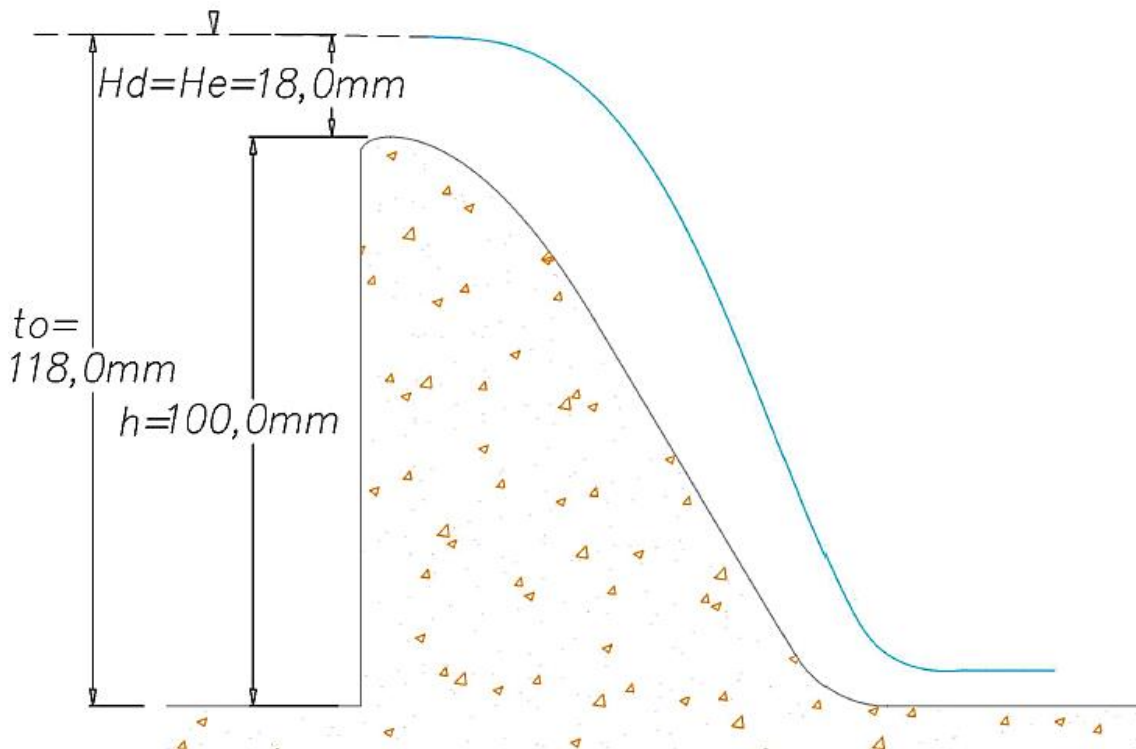
Los resultados obtenidos del vertedero de Cimacio se relacionan específicamente con las alturas características medidas y calculadas a partir de estas. Dado que su diseño se realizó en base al caudal máximo entregado por la bomba, se evalúan los resultados en base a este caudal. No se considera el efecto de la pendiente en el método de diseño del USBR, por lo cual las mediciones se realizan con una pendiente cualquiera. Los resultados son presentados en la tabla a continuación:

Tabla 52. Alturas Características Medidas del Vertedero de Cimacio

Resultados del Vertedero de Cimacio		
h	(m)	0,100
H_e Medido	(m)	0,0180
C_d Medido	($m^{1/2}/s$)	2,300
t_o	(m)	0,118
H_a	(m)	0,000
H_d	(m)	0,018

Fuente: Elaboración Propia.

Figura 87. Alturas Medidas del Flujo en el Vertedero de Cimacio.



Fuente: Elaboración Propia.

5.1.3. Resalto Hidráulico Producido por el Vertedero de Cimacio

Los resultados del resalto hidráulico producido por el vertedero de Cimacio se enfocan en las alturas producidas antes y después del resalto hidráulico:

Tabla 53. Resultados del Resalto Hidráulico en el Vertedero

Resultados del Resalto en el Vertedero Cimacio		
y1 medido	(m)	0,0037
V1 medida	(m/s²)	0,0000
y2 medido	(m)	0,0259
F₁ medido	-	8,0437
Posición del Resalto	-	Desplazado Aguas Abajo

Fuente: Elaboración Propia.

5.1.4. Características del Resalto Hidráulico

Las características del resalto hidráulico son las ya estudiadas en capítulos anteriores, se determinan a partir de las alturas medidas antes y después del resalto.

Tabla 54. Características del Resalto Hidráulico.

Características del Resalto Hidráulico	
$\Delta E(m)$	0,0292
Eficiencia (%)	33,46%
Energía Disipada (%)	66,54%
Altura del Resalto (m)	0,022
Tipo de Resalto	Resalto Estable
L (m)	0,237

Fuente: Elaboración Propia.

5.1.5. Resultados de los Disipadores de Energía

Los disipadores de energía reducen la longitud del resalto a lo siguiente:

Tabla 55. Resultados Disipadores SAF y USBR III

Resultados Disipadores de Energía	
Disipador Tipo SAF	
Longitud del Resalto (m)	0,090
Disipador Tipo USBR III	
Longitud del Resalto (m)	0,052

Fuente: Elaboración Propia.

5.1.6. Resultados de la Compuerta

La compuerta en la teoría funciona desde una abertura de 0,001 m hasta 0,0112 m donde se considera que esta permite el flujo normal del canal. No obstante, en la práctica, la compuerta trabaja desde 0,006 m hasta 0,011 m, debido a que por debajo de este rango la altura aguas arriba de la compuerta es mayor a la de la compuerta diseñada. Es decir, entre 0,001 m hasta 0,005 m no evacúa suficiente caudal y por ello no permite la medición dentro de este rango. Con esta consideración se presentan los siguientes resultados:

Tabla 56. Resultados de las Mediciones en la Compuerta.

a Medido	y₁ Medido	y₀ Medido	a/y₀	C_c Real	C_d Gráfico	Q medido
m	m	m	-	-	-	m³/s
0,0050	0,0035	0,0980	0,0510	0,5832	0,600	0,00050
0,0060	0,0042	0,0840	0,0714	0,5722	0,600	0,00055
0,0070	0,0044	0,0735	0,0952	0,5594	0,590	0,00060
0,0080	0,0047	0,0690	0,1159	0,5483	0,585	0,00065
0,0090	0,0051	0,0585	0,1538	0,5282	0,575	0,00067
0,0100	0,0053	0,0474	0,2110	0,4981	0,565	0,00065
0,0110	0,0069	0,0332	0,3313	0,4360	0,550	0,00059

Fuente: Elaboración Propia.

5.1.7. Resalto Hidráulico Producido por la Compuerta

Se caracteriza al resalto hidráulico producido por la compuerta a través de las alturas conjugadas y_1 y y_2 . Con ello se determinan los respectivos números de Froude y se establece la existencia o no del resalto:

Tabla 57. Alturas Conjugadas y Parámetros del Flujo Relacionados a estas.

y_1 Medido	V_1 Medida	F_1 Medido	y_2 Medido	V_2 Medida	F_2 Medida	Formación del Resalto	Tipo de Resalto
m	m/s	-	m	m/s	-	-	-
0,0035	1,189	6,414	0,0234	0,178	0,371	Si	Estable
0,0042	1,114	5,519	0,0218	0,212	0,460	Si	Estable
0,0044	1,127	5,425	0,0196	0,253	0,577	Si	Estable
0,0047	1,171	5,483	0,0196	0,278	0,634	Si	Estable
0,0051	1,098	4,932	0,0213	0,260	0,569	Si	Estable
0,0053	1,038	4,573	0,0226	0,241	0,512	Si	Estable
0,0069	0,713	2,750	0,0232	0,210	0,441	Si	Oscilante

Fuente: Elaboración Propia.

A partir de estos datos medidos se determina el resto de las características del resalto:

Tabla 58. Características del Resalto para Diferentes Aberturas de la Compuerta.

ΔE (m)	Eficiencia (%)	$E_{Disipada}$ (%)	h_1 (m)	L/y_2	L (m)
m	%	%	m	-	m
0,0241	0,4109	0,5891	0,0199	6,1100	0,1430
0,0151	0,4686	0,5314	0,0176	6,0540	0,1317
0,0102	0,4755	0,5245	0,0152	6,0450	0,1185
0,0092	0,4712	0,5288	0,0150	6,0500	0,1186
0,0100	0,5152	0,4848	0,0163	5,9860	0,1275
0,0110	0,5480	0,4520	0,0174	5,9310	0,1340
0,0069	0,7831	0,2169	0,0164	5,0780	0,1178

Fuente: Elaboración Propia.

5.2. Comparación de los Resultados Teóricos

5.2.1. Diseño del Canal

El primer dato que se requiere comparar es el caudal en el canal. En el caso del modelo se efectuaron mediciones variando el caudal desde 25%, 50%, 75% y 100% del caudal máximo que la bomba podía entregar. Se tuvieron los siguientes resultados:

Tabla 59. Comparación de Caudales Teóricos con Aforados.

Q	Q_{aforado}	Q_{teórico}
-	(m ³ /s)	(m ³ /s)
Q25	0,00018	0,00017
Q50	0,00032	0,00033
Q75	0,00049	0,00050
Q100	0,00067	0,00067

Fuente: Elaboración Propia.

El coeficiente de Manning teórico de acuerdo con la Tabla 1 es comparado con el valor promedio de los coeficientes de Manning determinados para los caudales de diseño.

Tabla 60. Comparación del Coeficiente de Manning.

Coeficiente de Rugosidad de Manning Teórico				
	Mín.	Normal	Máx.	
n teórico	0,008	0,009	0,010	
Coeficiente de Rugosidad de Manning Medido				
S	n			
%	n_{Q25}	n_{Q50}	n_{Q75}	n_{Q100}
0,10%	0,0032	0,0052	0,0069	0,0087
0,20%	0,0041	0,0047	0,0072	0,0090
0,40%	0,0052	0,0059	0,0082	0,0097
0,60%	0,0056	0,0065	0,0062	0,0089
1,00%	0,0061	0,0072	0,0065	0,0087
2,00%	0,0060	0,0071	0,0073	0,0085
6,00%	0,0056	0,0076	0,0068	0,0092
10,00%	0,0057	0,0085	0,0080	0,0083
nMedio	0,0052	0,0066	0,0072	0,0089
Desv. Estándar	0,0010	0,0013	0,0007	0,0004

Fuente: Elaboración Propia

5.2.1.1. Elementos Geométricos del Canal

Se comparan las profundidades del flujo medidas, así como el resto de los elementos geométricos del canal - área hidráulica, perímetro mojado y el radio hidráulico - con los teóricas obtenidas en el diseño para sus pendientes y caudales homólogos.

Tabla 61. Comparación de los Valores de los Elementos Geométricos Teóricos vs. Medidos para Q25.

VALORES TEÓRICOS					
Q25 (m³/s)	S (%)	y (m)	A (m²)	Pm (m)	Rh (m)
0,00017	0,10%	0,0096	0,0012	0,1393	0,0083
0,00017	0,20%	0,0077	0,0009	0,1355	0,0069
0,00017	0,40%	0,0062	0,0007	0,1325	0,0056
0,00017	0,60%	0,0055	0,0007	0,1310	0,0050
0,00017	1,00%	0,0047	0,0006	0,1294	0,0044
0,00017	2,00%	0,0038	0,0005	0,1276	0,0036
0,00017	6,00%	0,0027	0,0003	0,1254	0,0026
0,00017	10,00%	0,0023	0,0003	0,1246	0,0022
VALORES MEDIDOS					
Q25 (m³/s)	S (%)	y (m)	A (m²)	Pm (m)	Rh (m)
0,00018	0,10%	0,0052	0,0006	0,1304	0,0048
0,00018	0,20%	0,0050	0,0006	0,1299	0,0046
0,00018	0,40%	0,0046	0,0006	0,1293	0,0043
0,00018	0,60%	0,0043	0,0005	0,1286	0,0040
0,00018	1,00%	0,0038	0,0005	0,1277	0,0036
0,00018	2,00%	0,0031	0,0004	0,1261	0,0029
0,00018	6,00%	0,0021	0,0003	0,1242	0,0020
0,00018	10,00%	0,0018	0,0002	0,1236	0,0018

Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 62. Comparación de los Valores de los Elementos Geométricos Teóricos vs. Medidos para Q50.

VALORES TEÓRICOS					
Q50 (m³/s)	S (%)	y (m)	A (m²)	Pm (m)	Rh (m)
0,00033	0,10%	0,0151	0,0018	0,1501	0,0120
0,00033	0,20%	0,0120	0,0014	0,1441	0,0100
0,00033	0,40%	0,0096	0,0012	0,1393	0,0083
0,00033	0,60%	0,0085	0,0010	0,1370	0,0074
0,00033	1,00%	0,0072	0,0009	0,1344	0,0064
0,00033	2,00%	0,0058	0,0007	0,1316	0,0053
0,00033	6,00%	0,0041	0,0005	0,1283	0,0039
0,00033	10,00%	0,0035	0,0004	0,1271	0,0033
VALORES MEDIDOS					
Q50 (m³/s)	S (%)	y (m)	A (m²)	Pm (m)	Rh (m)
0,00032	0,10%	0,0103	0,0012	0,1405	0,0088
0,00032	0,20%	0,0077	0,0009	0,1353	0,0068
0,00032	0,40%	0,0072	0,0009	0,1344	0,0064
0,00032	0,60%	0,0067	0,0008	0,1334	0,0060
0,00032	1,00%	0,0061	0,0007	0,1322	0,0055
0,00032	2,00%	0,0049	0,0006	0,1297	0,0045
0,00032	6,00%	0,0036	0,0004	0,1272	0,0034
0,00032	10,00%	0,0033	0,0004	0,1266	0,0031

Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 63. Comparación de los Valores de los Elementos Geométricos Teóricos vs. Medidos para Q75.

VALORES TEÓRICOS					
Q75 (m³/s)	S (%)	y (m)	A (m²)	Pm (m)	Rh (m)
0,00050	0,10%	0,0197	0,0024	0,1593	0,0148
0,00050	0,20%	0,0156	0,0019	0,1513	0,0124
0,00050	0,40%	0,0125	0,0015	0,1450	0,0103
0,00050	0,60%	0,0110	0,0013	0,1419	0,0093
0,00050	1,00%	0,0093	0,0011	0,1386	0,0081
0,00050	2,00%	0,0075	0,0009	0,1350	0,0067
0,00050	6,00%	0,0053	0,0006	0,1306	0,0049
0,00050	10,00%	0,0045	0,0005	0,1291	0,0042
VALORES MEDIDOS					
Q75 (m³/s)	S (%)	y (m)	A (m²)	Pm (m)	Rh (m)
0,00049	0,10%	0,0164	0,0020	0,1527	0,0128
0,00049	0,20%	0,0134	0,0016	0,1467	0,0109
0,00049	0,40%	0,0116	0,0014	0,1433	0,0097
0,00049	0,60%	0,0086	0,0010	0,1372	0,0075
0,00049	1,00%	0,0075	0,0009	0,1349	0,0066
0,00049	2,00%	0,0065	0,0008	0,1330	0,0059
0,00049	6,00%	0,0044	0,0005	0,1288	0,0041
0,00049	10,00%	0,0042	0,0005	0,1284	0,0039

Fuente: Elaboración Propia.

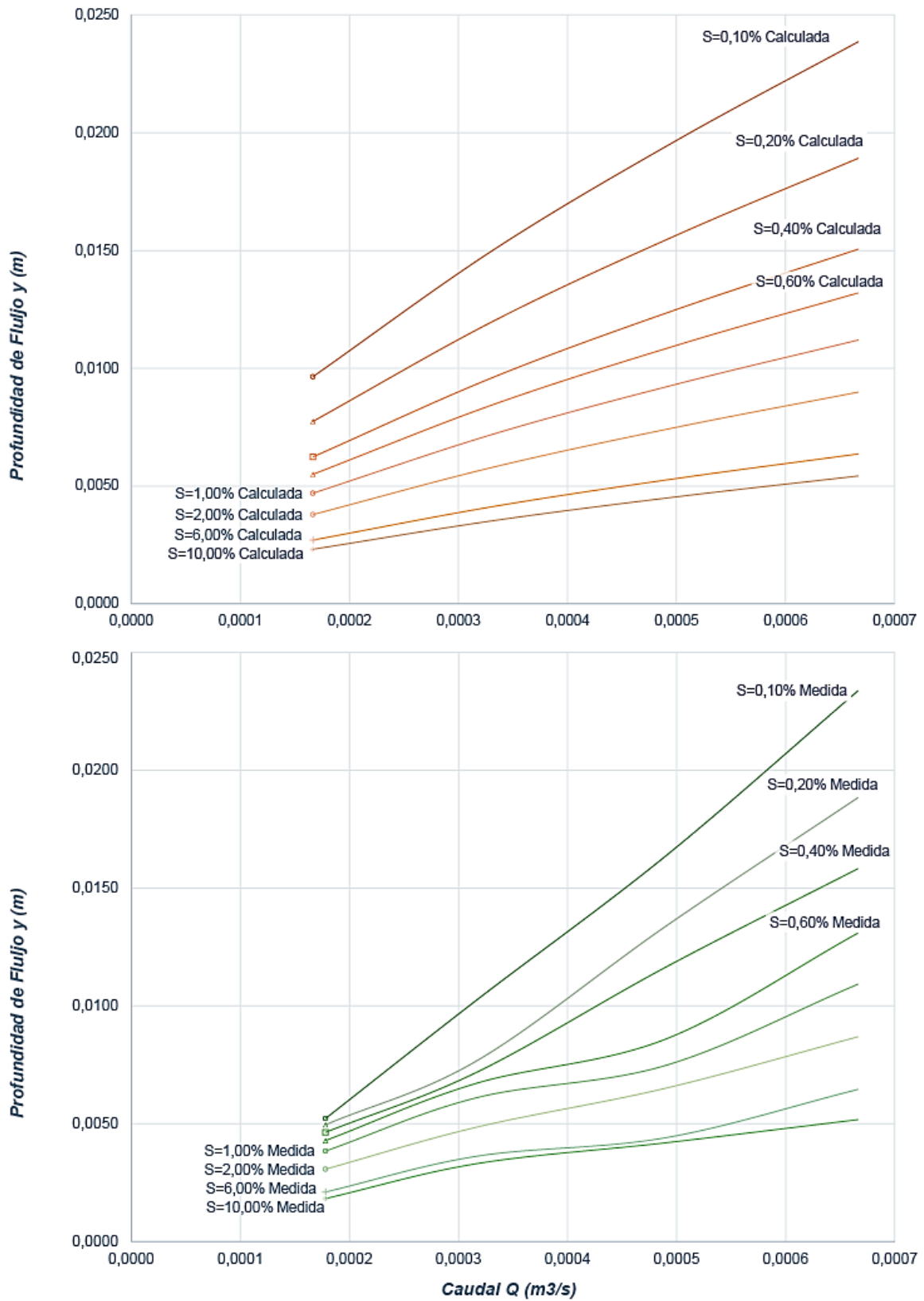
Tabla 64. Comparación de los Valores de los Elementos Geométricos Teóricos vs. Medidos para Q100.

VALORES TEÓRICOS					
Q100 (m³/s)	S (%)	y (m)	A (m²)	Pm (m)	Rh (m)
0,00067	0,10%	0,0239	0,0029	0,1677	0,0171
0,00067	0,20%	0,0189	0,0023	0,1578	0,0144
0,00067	0,40%	0,0151	0,0018	0,1501	0,0120
0,00067	0,60%	0,0132	0,0016	0,1464	0,0108
0,00067	0,80%	0,0120	0,0014	0,1441	0,0100
0,00067	1,00%	0,0112	0,0013	0,1424	0,0094
0,00067	1,20%	0,0106	0,0013	0,1411	0,0090
0,00067	1,40%	0,0101	0,0012	0,1401	0,0086
0,00067	1,60%	0,0096	0,0012	0,1393	0,0083
0,00067	1,80%	0,0093	0,0011	0,1386	0,0080
0,00067	2,00%	0,0090	0,0011	0,1380	0,0078
0,00067	4,00%	0,0072	0,0009	0,1344	0,0064
0,00067	6,00%	0,0064	0,0008	0,1327	0,0058
0,00067	8,00%	0,0058	0,0007	0,1316	0,0053
0,00067	10,00%	0,0054	0,0007	0,1309	0,0050
VALORES MEDIDOS					
Q100 (m³/s)	S (%)	y (m)	A (m²)	Pm (m)	Rh (m)
0,00067	0,10%	0,0234	0,0028	0,1667	0,0168
0,00067	0,20%	0,0188	0,0023	0,1577	0,0143
0,00067	0,40%	0,0158	0,0019	0,1516	0,0125
0,00067	0,60%	0,0131	0,0016	0,1462	0,0107
0,00067	0,80%	0,0122	0,0015	0,1443	0,0101
0,00067	1,00%	0,0109	0,0013	0,1418	0,0092
0,00067	1,20%	0,0103	0,0012	0,1405	0,0088
0,00067	1,40%	0,0101	0,0012	0,1402	0,0086
0,00067	1,60%	0,0093	0,0011	0,1386	0,0081
0,00067	1,80%	0,0092	0,0011	0,1385	0,0080
0,00067	2,00%	0,0087	0,0010	0,1374	0,0076
0,00067	4,00%	0,0075	0,0009	0,1351	0,0067
0,00067	6,00%	0,0065	0,0008	0,1329	0,0058
0,00067	8,00%	0,0052	0,0006	0,1304	0,0048
0,00067	10,00%	0,0052	0,0006	0,1303	0,0048

Fuente: Elaboración Propia.

Como resultado de las tablas mostradas, se comparan las curvas de descarga determinadas con valores calculados y medidos. De esta manera se puede contrastar de mejor manera cómo varían las profundidades a medida que se cambia la pendiente y caudal, entre lo que se esperaría a partir de la teoría y lo que sucede en el modelo mediante los resultados medidos. Esto se observa en la ...###.

Figura 88. Comparativa de las Curvas de Descarga.



Fuente: Elaboración Propia.

5.2.1.2. Energía Específica en el Canal

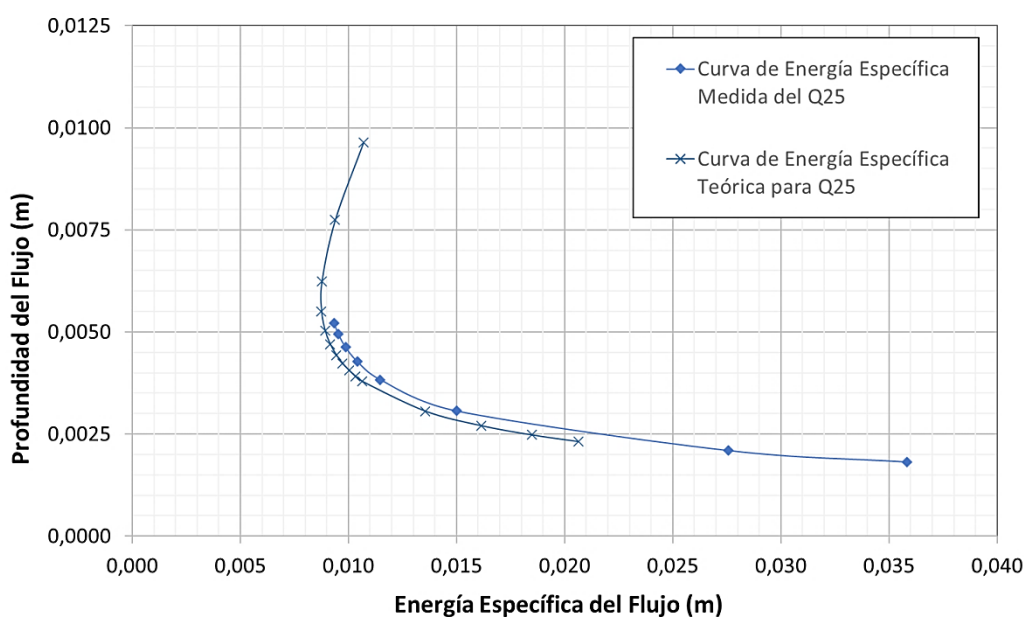
Se contrastan los valores de las energías cinética y específica medidas con los valores teóricos, en base a las profundidades medidas para todos los caudales de diseño. En la figura se comparan los valores expuestos graficados mediante las curvas de energía específica versus profundidad del flujo teórica y *medida* para cada caudal.

Tabla 65. Comparación entre Resultados de la Energía Específica Teóricos y Medidos para Q25.

VALORES TEÓRICOS					
Q25 (m³/s)	S (%)	y (m)	V (m/s)	V²/2g (m)	E (m)
0,00017	0,10%	0,0096	0,144	0,0011	0,0107
0,00017	0,20%	0,0077	0,179	0,0016	0,0094
0,00017	0,40%	0,0062	0,223	0,0025	0,0088
0,00017	0,60%	0,0055	0,253	0,0033	0,0088
0,00017	1,00%	0,0047	0,296	0,0045	0,0092
0,00017	2,00%	0,0038	0,367	0,0068	0,0106
0,00017	6,00%	0,0027	0,513	0,0134	0,0161
0,00017	10,00%	0,0023	0,5997	0,0183	0,0206
VALORES MEDIDOS					
Q25 (m³/s)	S (%)	y (m)	V (m/s)	V²/2g (m)	E (m)
0,00018	0,10%	0,0052	0,284	0,0041	0,0093
0,00018	0,20%	0,0050	0,300	0,0046	0,0095
0,00018	0,40%	0,0046	0,320	0,0052	0,0099
0,00018	0,60%	0,0043	0,346	0,0061	0,0104
0,00018	1,00%	0,0038	0,387	0,0076	0,0115
0,00018	2,00%	0,0031	0,484	0,0119	0,0150
0,00018	6,00%	0,0021	0,707	0,0255	0,0276
0,00018	10,00%	0,0018	0,8169	0,0340	0,0358

Fuente: Elaboración Propia.

Figura 89. Curva de Energía Específica Medida y Teórica del Canal.



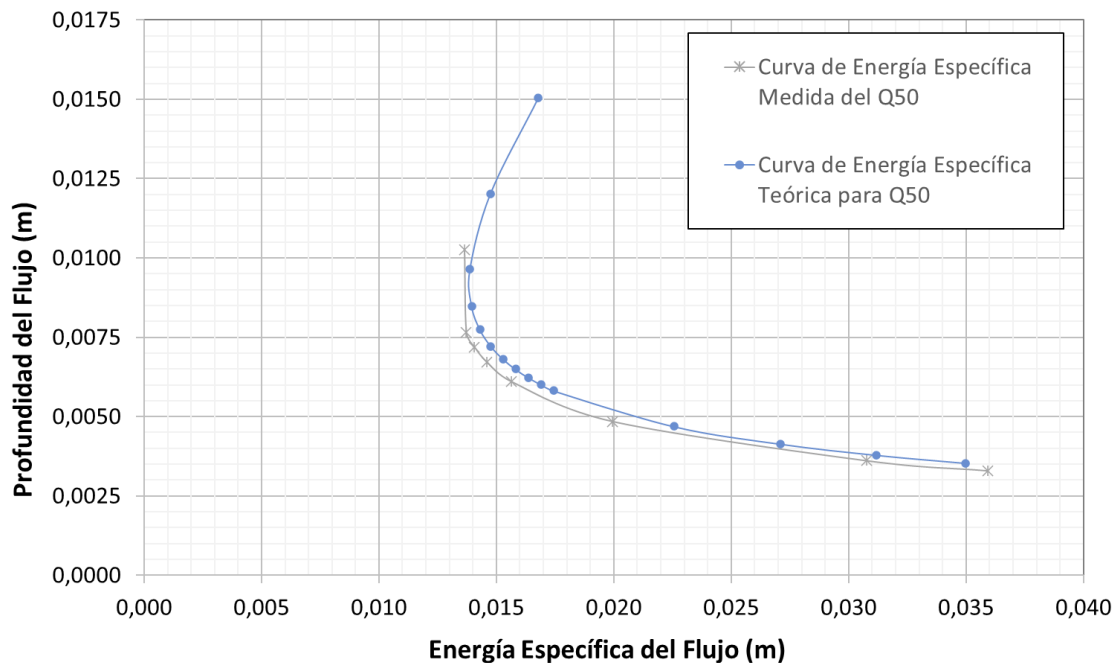
Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 66. Comparación entre Resultados de la Energía Específica Teóricos y Medidos para Q50.

VALORES TEÓRICOS					
Q50 (m³/s)	S (%)	y (m)	V (m/s)	V²/2g (m)	E (m)
0,00033	0,10%	0,0151	0,185	0,0017	0,0168
0,00033	0,20%	0,0120	0,231	0,0027	0,0147
0,00033	0,40%	0,0096	0,288	0,0042	0,0139
0,00033	0,60%	0,0085	0,328	0,0055	0,0139
0,00033	1,00%	0,0072	0,385	0,0075	0,0148
0,00033	2,00%	0,0058	0,478	0,0116	0,0174
0,00033	6,00%	0,0041	0,671	0,0230	0,0271
0,00033	10,00%	0,0035	0,7852	0,0314	0,0350
VALORES MEDIDOS					
Q50 (m³/s)	S (%)	y (m)	V (m/s)	V²/2g (m)	E (m)
0,00032	0,10%	0,0103	0,258	0,0034	0,0136
0,00032	0,20%	0,0077	0,344	0,0060	0,0137
0,00032	0,40%	0,0072	0,368	0,0069	0,0141
0,00032	0,60%	0,0067	0,393	0,0079	0,0146
0,00032	1,00%	0,0061	0,433	0,0095	0,0156
0,00032	2,00%	0,0049	0,544	0,0151	0,0200
0,00032	6,00%	0,0036	0,730	0,0272	0,0308
0,00032	10,00%	0,0033	0,8000	0,0326	0,0359

Fuente: Elaboración Propia.

Figura 90. Curva de Energía Específica Medida y Teórica del Canal para Q50.



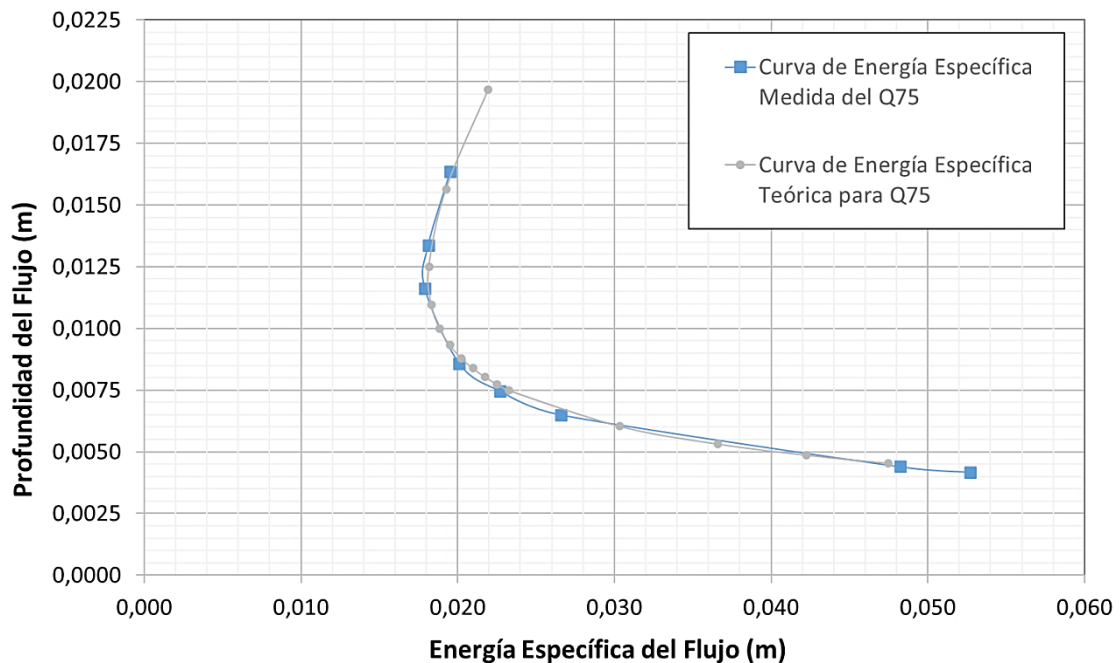
Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 67. Comparación entre Resultados de la Energía Específica Teóricos y Medidos para Q75.

VALORES TEÓRICOS					
Q75 (m³/s)	S (%)	y (m)	V (m/s)	V²/2g (m)	E (m)
0,00050	0,10%	0,0197	0,212	0,0023	0,0220
0,00050	0,20%	0,0156	0,266	0,0036	0,0193
0,00050	0,40%	0,0125	0,334	0,0057	0,0182
0,00050	0,60%	0,0110	0,380	0,0074	0,0183
0,00050	1,00%	0,0093	0,447	0,0102	0,0195
0,00050	2,00%	0,0075	0,556	0,0158	0,0233
0,00050	6,00%	0,0053	0,784	0,0313	0,0366
0,00050	10,00%	0,0045	0,9177	0,0429	0,0475
VALORES MEDIDOS					
Q75 (m³/s)	S (%)	y (m)	V (m/s)	V²/2g (m)	E (m)
0,00049	0,10%	0,0164	0,250	0,0032	0,0195
0,00049	0,20%	0,0134	0,305	0,0048	0,0181
0,00049	0,40%	0,0116	0,351	0,0063	0,0179
0,00049	0,60%	0,0086	0,476	0,0115	0,0201
0,00049	1,00%	0,0075	0,547	0,0152	0,0227
0,00049	2,00%	0,0065	0,628	0,0201	0,0266
0,00049	6,00%	0,0044	0,928	0,0439	0,0483
0,00049	10,00%	0,0042	0,9756	0,0485	0,0527

Fuente: Elaboración Propia.

Figura 91. Curva de Energía Específica Medida y Teórica del Canal para Q75.



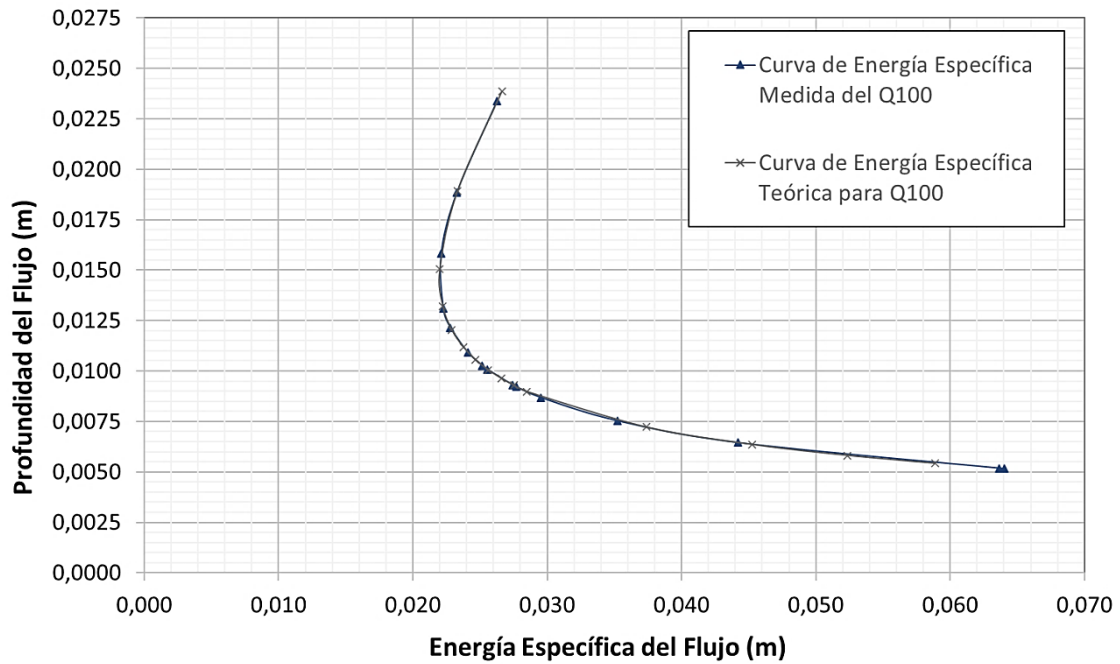
Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 68. Comparación entre Resultados de la Energía Específica Teóricos y Medidos para Q100.

VALORES TEÓRICOS					
Q100 (m³/s)	S (%)	y (m)	V (m/s)	V²/2g (m)	E (m)
0,00067	0,10%	0,0239	0,233	0,0028	0,0266
0,00067	0,20%	0,0189	0,294	0,0044	0,0233
0,00067	0,40%	0,0151	0,369	0,0069	0,0220
0,00067	0,60%	0,0132	0,421	0,0090	0,0222
0,00067	0,80%	0,0120	0,462	0,0109	0,0229
0,00067	1,00%	0,0112	0,496	0,0125	0,0237
0,00067	1,20%	0,0106	0,526	0,0141	0,0247
0,00067	1,40%	0,0101	0,552	0,0156	0,0256
0,00067	1,60%	0,0096	0,576	0,0169	0,0266
0,00067	1,80%	0,0093	0,598	0,0182	0,0275
0,00067	2,00%	0,0090	0,619	0,0195	0,0285
0,00067	4,00%	0,0072	0,770	0,0302	0,0374
0,00067	6,00%	0,0064	0,874	0,0389	0,0453
0,00067	8,00%	0,0058	0,955	0,0465	0,0523
0,00067	10,00%	0,0054	1,0240	0,0534	0,0589
VALORES MEDIDOS					
Q100 (m³/s)	S (%)	y (m)	V (m/s)	V²/2g (m)	E (m)
0,00067	0,10%	0,0234	0,238	0,0029	0,0262
0,00067	0,20%	0,0188	0,295	0,0044	0,0233
0,00067	0,40%	0,0158	0,351	0,0063	0,0221
0,00067	0,60%	0,0131	0,424	0,0092	0,0223
0,00067	0,80%	0,0122	0,457	0,0106	0,0228
0,00067	1,00%	0,0109	0,509	0,0132	0,0241
0,00067	1,20%	0,0103	0,541	0,0149	0,0252
0,00067	1,40%	0,0101	0,551	0,0155	0,0255
0,00067	1,60%	0,0093	0,596	0,0181	0,0274
0,00067	1,80%	0,0092	0,602	0,0184	0,0277
0,00067	2,00%	0,0087	0,639	0,0208	0,0295
0,00067	4,00%	0,0075	0,737	0,0277	0,0352
0,00067	6,00%	0,0065	0,861	0,0378	0,0442
0,00067	8,00%	0,0052	1,071	0,0585	0,0637
0,00067	10,00%	0,0052	1,0746	0,0589	0,0640

Fuente: Elaboración Propia.

Figura 92. Curva de Energía Específica medida y Teórica del Canal para Q100.



Fuente: Elaboración Propia.

5.2.1.3. Flujo Crítico en el Canal

Como se observó en la presentación de resultados, se determinó de forma gráfica el punto de la curva de energía específica correspondiente al del flujo crítico, donde $F=1$. Estos se comparan con los resultados obtenidos de forma analítica por medio de las ecuaciones anteriormente descritas en el diseño.

Tabla 69. Comparación de los Valores Característicos del Flujo Crítico.

	Teóricos		Medidos	
	Q (m³/s)	yc (m)	Q (m³/s)	yc (m)
Q25	0,00017	0,0058	0,00018	0,0061
Q50	0,00033	0,0092	0,00032	0,0089
Q75	0,00050	0,0121	0,00049	0,0119
Q100	0,00067	0,0147	0,00067	0,0146

Fuente: Elaboración Propia.

5.2.2. Resultados del Vertedero de Cimacio

Con los resultados obtenidos a partir de la medición de la altura H_e , en la aproximación a la cresta del vertedero, se compara los valores con los obtenidos en el diseño:

Tabla 70. Comparación de Resultados del Vertedero de Cimacio

		Teórico	Medido
H_e	m	0,0184	0,0180
Cd	$m^{1/2}/s$	2,2250	2,3005
t_o	m	0,1180	0,1180
Ha	m	0,0001	0,0000
Hd	m	0,018	0,018

Fuente: Elaboración Propia.

Como se puede observar existe una diferencia en el coeficiente de descarga entre los valores medidos y teórico. Sin embargo, al introducir este valor y despejar H_e en la ecuación de descarga del vertedero de Cimacio se obtiene:

$$H_e = \left(\frac{Q}{CL}\right)^{2/3} = \left(\frac{0,00067}{2,3005 \times 0,12}\right)^{2/3} = 0,01806 \text{ m}$$

Esta variación de H_e respecto a la de la lectura se considera despreciable.

5.2.3. Resalto Hidráulico Producido por el Vertedero de Cimacio

Se comparan los resultados obtenidos de la lectura de las alturas conjugadas y_1 y y_2 y de los diferentes parámetros del flujo que dependen de estos.

Tabla 71. Comparación de Resultados del Resalto Hidráulico Producido por el Vertedero de Cimacio.

		Teórico	Medido
y_1	m	0,0037	0,0036
V_1	m/s^2	1,500	1,5221
y_2	m	0,0394	0,0259
F_1	-	7,871	8,0437
Posición del Resalto	-	Normal	Desplazado Aguas Abajo

Fuente: Elaboración Propia.

Se observan diferencias entre los resultados medidos y la teoría. La mayor diferencia apreciable es la de la altura conjugada y_2 , la cual no se acerca al resultado esperado en la teoría. Así también, la posición del resalto debía darse justo a la salida del vertedero, lo cual no ocurre y se desplaza significativamente aguas abajo.

Tabla 72. Comparación de las Características del Resalto Hidráulico.

	Teórico	Medido
$\Delta E(m)$	0,0780	0,0292
Eficiencia (%)	34,13%	33,46%
Energía Disipada (%)	65,87%	66,54%
Altura del Resalto (m)	0,0357	0,0220
Tipo de Resalto	Resalto Estable	Resalto Estable

Fuente: Elaboración Propia.

Como se ve en la tabla se tienen valores muy similares en cuanto a la disipación de energía esperada, así como el tipo de resalto. No obstante, la altura de resalto y pérdidas de energía son diferentes pues dependen especialmente de la altura conjugada y_2

Tabla 73. Comparación de las Longitudes del Resalto.

Ecuación	L (m)
Medida	0,2367
Silvester	0,2529
Peterka	0,2452
Woyciki	0,2667
Smetana & Tizon	0,2142
Safránez	0,1749
Einwachter	0,2112
Cherusov	0,1817
USBR	0,2464

Fuente: Elaboración Propia.

Se observa de la tabla de longitudes de resalto que las ecuaciones que se aproximan de una manera más cercana a la longitud medida son las ecuaciones del USBR y la de Peterka.

5.2.4. Compuerta

Los resultados de las mediciones en la compuerta, como se indicó anteriormente, únicamente contemplan los valores teóricos y medidos para aberturas entre 0,005m y 0,0110 m. A continuación, se presentan las tablas de los resultados medidos y obtenidos por las ecuaciones presentadas anteriormente para la compuerta:

Tabla 74. Resultados Teóricos para la Compuerta.

a Teórico	Cc teórico	y1 Teórico	Q Teórico
m	-	m	m3/s
0,0050	0,543	0,0027	0,00031
0,0060	0,529	0,0032	0,00037
0,0070	0,516	0,0036	0,00043
0,0080	0,502	0,0040	0,00049
0,0090	0,489	0,0044	0,00054
0,0100	0,476	0,0048	0,00060
0,0110	0,463	0,0051	0,00066

Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 75. Resultados Medidos para la Compuerta.

a Medido	Cc Medido	y1 Medido	Q Medido
m	-	m	m3/s
0,0050	0,583	0,0035	0,00050
0,0060	0,572	0,0042	0,00055
0,0070	0,559	0,0044	0,00060
0,0080	0,548	0,0047	0,00065
0,0090	0,528	0,0051	0,00067
0,0100	0,498	0,0053	0,00065
0,0110	0,436	0,0069	0,00059

Fuente: Elaboración Propia.

Como se observa en las tablas, los valores del coeficiente de contracción resultan similares entre los teóricos y los medidos, determinados por la ecuación dada en capítulos anteriores. Pese a esta similitud en los coeficientes, los valores de la profundidad hidráulica no se asemejan completamente, sino que tienen una variación

importante. De esta variación se desprende también el hecho de que los caudales no resultan los esperados para las aberturas dadas.

5.2.5. Resalto Hidráulico Producido por la Compuerta

Las siguientes tablas corresponden a los resultados teóricos esperados para el resalto hidráulico producido por la compuerta, así como los resultados medidos y obtenidos a partir de datos medidos en el canal experimental:

Tabla 76. Resultados Teóricos del Flujo Tras la Compuerta.

y1 Teórico	V1 Teórico	F1 Teórico	y2 Teórico	V2 Teórico	F2 Teórico	Formación de Resalto	Tipo de Resalto
m	m/s	-	m	m/s	-	-	-
0,0027	0,9563	5,8624	0,0212	0,123	0,269	Si	Estable
0,0032	0,9724	5,5104	0,0232	0,133	0,279	Si	Estable
0,0036	0,9908	5,2657	0,0251	0,142	0,287	Si	Estable
0,0040	1,0101	5,0878	0,0270	0,150	0,293	Si	Estable
0,0044	1,0303	4,9587	0,0287	0,158	0,297	Si	Estable
0,0048	1,0515	4,8669	0,0305	0,164	0,301	Si	Estable
0,0051	1,0737	4,8051	0,0321	0,170	0,303	Si	Estable

Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 77. Resultados Medidos del Flujo Tras la Compuerta.

y1 Medido	V1 Medido	F1 Medido	y2 Medido	V2 Medido	F2 Medido	Formación de Resalto	Tipo de Resalto
m	m/s	-	m	m/s	-	-	-
0,0035	1,189	6,414	0,0234	0,178	0,371	Si	Estable
0,0042	1,114	5,519	0,0218	0,212	0,460	Si	Estable
0,0044	1,127	5,425	0,0196	0,253	0,577	Si	Estable
0,0047	1,171	5,483	0,0196	0,278	0,634	Si	Estable
0,0051	1,098	4,932	0,0213	0,260	0,569	Si	Estable
0,0053	1,038	4,573	0,0226	0,241	0,512	Si	Estable
0,0069	0,713	2,750	0,0232	0,210	0,441	Si	Oscilante

Fuente: Elaboración Propia.

Como se puede observar en las tablas existen diferencias sustanciales entre los resultados teóricos y los medidos. Las velocidades al contrario de lo que sucede en la teoría, disminuyen debido a las condiciones aguas abajo producidas por el drenaje del

canal, las cuales funcionan como un disipador de energía adicional. De esto resalta el último registro; debido a su baja velocidad, se tiene un resalto oscilante ya que el número de Froude en este es menor a 4,5 y mayor que 2,5.

Con estos valores dados para las condiciones en el flujo después de la compuerta se definen las características para el resalto formado en todos los casos de las aberturas con las que se experimentó:

Tabla 78. Características Teóricas para el Resalto Hidráulico en la Compuerta.

ΔE	Eficiencia	$E_{Disipada}$	h_j	L/y_2	L
M	%	%	m	-	m
0,027	44,5%	55,5%	0,018	6,083	0,13
0,027	46,9%	53,1%	0,020	6,053	0,14
0,027	48,8%	51,2%	0,022	6,029	0,15
0,028	50,2%	49,8%	0,023	6,006	0,16
0,028	51,3%	48,7%	0,024	5,989	0,17
0,029	52,1%	47,9%	0,026	5,979	0,18
0,030	52,6%	47,4%	0,027	5,972	0,19

Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 79. Características Teóricas para el Resalto Hidráulico en la Compuerta.

ΔE	Eficiencia	$E_{Disipada}$	h_j	L/y_2	L
M	%	%	m	-	m
0,024	41,1%	58,9%	0,020	6,110	0,14
0,015	46,9%	53,1%	0,017	6,054	0,13
0,010	47,6%	52,4%	0,015	6,045	0,12
0,009	47,1%	52,9%	0,015	6,050	0,12
0,010	51,5%	48,5%	0,016	5,986	0,13
0,011	54,8%	45,2%	0,017	5,931	0,13
0,007	78,3%	21,7%	0,016	5,078	0,12

Fuente: Elaboración Propia.

Comparando ambas tablas se observa que existe una disipación de energía similar a la esperada en la teoría. Además, se puede ver que las alturas del resalto son menores a las que se esperaban en la teoría. Otra observación que realizarse es que las pérdidas resultan menores en la realidad. La longitud del resalto es similar en las primeras

aberturas. Sin embargo, a medida que la abertura es mayor esta semejanza deja de cumplirse.

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Conclusiones

- Se diseñó y construyó el modelo de un canal para el laboratorio de hidráulica, este comprende un sistema de recirculación, la estructura que le permite operar y el canal experimental con los dispositivos hidráulicos esperados en su construcción.
- Los caudales aforados no son exactamente iguales a los cuatro caudales de diseño, como se observa en la Tabla 59. Si se consideran como referencia los valores de los caudales teóricos, los caudales aforados presentan diferencias entre el 0,1% hasta el 6,85%, para Q100 y Q25, respectivamente. Es decir, la incidencia de este error es mayor cuanto menor es el caudal que se permite ingresar al canal.
- El coeficiente de Manning esperado para el material del cual se ha construido el canal, es decir, acrílico, se encuentra en un rango de entre 0,008 hasta 0,010 como se observa en la Tabla 1. Se determina el coeficiente de rugosidad de Manning medido como una media de quince mediciones de profundidad, con los cuales se despejó dicho valor en la ecuación de Manning y se obtiene un valor de 0,088. Este valor resulta muy cercano al utilizado en el diseño y al registrado en la literatura citada. No obstante, de los resultados indicados en la Tabla 60, esta afirmación es válida únicamente para el valor del coeficiente de Manning del Q100. Para el resto de los caudales, los cálculos indican diferentes coeficientes de Manning con respecto al de diseño. Como se puede observar en la Tabla 60, a medida que el caudal disminuye, el coeficiente de rugosidad de Manning disminuye. Esto se puede atribuir a lo indicado por Chow (1994, pág. 102), quien señala que para un mismo canal al variar el radio hidráulico el valor del coeficiente de rugosidad puede variar. Al variar el caudal en el modelo, consecuentemente la profundidad del flujo también varía, de la cual depende el radio hidráulico. Se sugiere posteriores investigaciones que permitan hallar un factor que considere esta variación del coeficiente de rugosidad, para un mismo canal y diferentes caudales, desde la fase de diseño.
- Existe gran exactitud en lo concerniente al diseño del canal, si se considera únicamente el diseño para el Q100. Los resultados de la profundidad hidráulica, así como de los demás elementos geométricos, no difieren prácticamente de

aquellos que se obtienen de forma teórica como se puede observar en la Tabla 64.. Si se consideran las Tablas 61 – 63, se puede observar que se tiene una mayor diferencia en los valores de la profundidad de flujo, a medida que la pendiente es menor. Sin embargo, a medida que se aumenta el caudal en el canal, los valores de los elementos geométricos del mismo se acercan mucho más a los esperados teóricamente. Se atribuye esta diferencia sustancial, a la diferencia entre los coeficientes de rugosidad en el canal para otros caudales diferentes a Q100. Por ello, considerando los resultados obtenidos para el Q100, se concluye que estos se ven muy cercanos a los que predice la teoría aplicada, así como los supuestos aplicados y que las simplificaciones utilizadas no producen un error apreciable, específicamente lo relacionado a la distribución uniforme de la velocidad en la sección del canal (Coeficiente de Coriolis igual a uno) y las componentes debido al ángulo del fondo del canal.

- Es evidente, que a pesar de que inicialmente se consideraron 15 pendientes de diseño, en la realidad no se requieren tantas, sin mencionar que se requieren equipos con gran precisión para poder determinar variaciones en la pendiente que resultan muy pequeñas, así también para la medición de la profundidad del flujo. Por ello se decidió, en la fase de toma de resultados que se requerirían menos pendientes para poder determinar la curva de energía específica para cada uno de los caudales.
- Se concluye lo siguiente de las tablas correspondientes a los valores de la energía específica (Tabla 65 - Tabla 68), así como de sus respectivas curvas de energía específica. Para la curva correspondiente a las mediciones de la energía específica para el caudal Q25 no se consigue llegar valores en el rango de flujo crítico ni subcrítico; para la curva del Q50 (Figura 90), la curva que resulta de las mediciones realizadas describe una curva que ligeramente llega hasta el rango del flujo subcrítico; la curva de Q75 (Figura 91) describe una curva con un tramo significativo para valores de flujo subcrítico para pendientes inferiores al 0,4%. Para el flujo descrito por Q100 se muestra una curva de energía específica (Figura 92) que permite diferenciar con claridad los diferentes regímenes de flujo para dicho caudal, así también se observa que el flujo subcrítico se tiene para pendientes inferiores al 0,4%.
- Para el caudal de diseño Q25 no se consiguió trazar el sector de la curva de energía específica correspondiente al flujo subcrítico. Esto se observa en la curva de energía específica (Figura 89), puesto que, para trazar este rango en

la realidad, se requería manejar pendientes inferiores al 0,1%, lo cual implica mediciones muy precisas, en el orden de fracciones de milímetros. Si bien es cierto, es posible que el sensor láser arroje valores del orden de décimas de milímetros, la realidad es que su precisión apenas llega a $\pm 1\text{mm}$. Por lo cual no se podría garantizar que las lecturas en ese orden sean confiables y no se realizan mediciones de la profundidad del flujo para el flujo subcrítico.

- Los valores de flujo crítico no se ven alterados entre resultados teóricos y mediciones, y, al contrario, son muy similares como se observa en la Tabla 69, dado que no dependen de otro factor que el caudal ((2-9). Es decir, los resultados en las mediciones del flujo crítico dependen exclusivamente de qué tan cercano es el valor del caudal aforado al valor del caudal teórico.
- El funcionamiento correcto del vertedero de Cimacio se verifica al medirse la altura H_e , sobre la cresta del vertedero en la aproximación a este. En la Tabla 70, se observa que la altura H_e teórica es igual a 0,0184 m, mientras que en el canal la altura H_e medida de forma experimental fue de 0,0180 m, lo cual indica que los coeficientes de descarga también son muy similares, produciendo una descarga y un comportamiento satisfactorio, similar al que se determinó en forma teórica. Cumple, además, su función de eliminar presiones negativas o formaciones de vacíos, las cuales no se observaron en la práctica, puesto que el flujo se pega muy bien al perfil del vertedero.
- Otra manera de analizar si el funcionamiento del vertedero de Cimacio es satisfactorio, es conocer la altura contraída y_1 a la salida del vertedero, es decir, inmediatamente después del radio de salida. De acuerdo con la Tabla 71, se evidencia que los valores de la altura contraída teórica y medida, 0,0037m y 0,0036m son muy similares. En contraste, los valores de la altura conjugada y_2 no son similares, y esto se le atribuye a fluctuaciones que se desplazan aguas arriba debido al drenaje en el extremo aguas abajo del canal.
- Se identifica un volumen aguas abajo del canal en el espacio entre el drenaje del canal y la pared del final de este. Este volumen actúa como un disipador de energía adicional, el cual produce variaciones en las mediciones aguas abajo del canal y por lo cual existen variaciones significativas en los resultados de las alturas conjugadas y_2 , tanto en el resalto producido por el vertedero de Cimacio como en el producido por la compuerta. Este fenómeno también puede deberse al choque del flujo con la pared al final del canal, lo cual incurriría en un cambio

abrupto del régimen de flujo, debido al cambio de velocidad, de una velocidad en el canal a una velocidad igual a cero.

- La compuerta que se encuentra colocada en el canal, para el caudal y las condiciones geométricas del modelo solo funciona de manera correcta con una abertura en un rango de $0,005\text{ m}$ a $0,011\text{ m}$. Si la abertura es menor a la mínima, el nivel del agua atrás de la compuerta se incrementa rápidamente y rebosa por encima de esta, lo que no permite el funcionamiento adecuado del equipo y no se puede observar de manera correcta los niveles después de la compuerta. Esto se debe a que en el diseño se consideró que aguas arriba se tiene siempre la misma altura $y_0=0,239\text{ m}$, lo cual no se da en la práctica. No se trata de un error en el diseño, sino que determinar el caudal que se evacúa a través de la compuerta depende de esta altura y_0 pues con ella se leen los gráficos indicados. A su vez determinar la profundidad y_0 depende del caudal que se evacúa a través de esta, lo cual conlleva a un problema redundante.
- Cada una de las prácticas que se encuentran en este documento fueron verificadas en el inciso correspondiente a cada una de ellas y comparadas con los resultados obtenidos del modelo, indicados en el apartado 5.1. Los resultados de las prácticas, respecto a los resultados obtenidos en el inciso señalado, son similares, pero varían en un porcentaje mínimo como se describe detalladamente en conclusiones anteriores. Este error puede estar asociado a la medición, ciertos elementos que producen cambios en el flujo del canal, como las guías para compuertas, vertederos y los disipadores, además de errores de apreciación del usuario. Los resultados expuestos y discutidos han demostrado la satisfactoriedad del equipo para ser utilizado en las prácticas de laboratorio.
- El resalto hidráulico que se forma en el canal después del vertedero de Cimacio tiene una longitud de $0,237\text{ m}$. Tanto el disipador tipo SAF como el USBR III logran hacer que esta medida sea menor, para el SAF se obtuvo una longitud de $0,896\text{ m}$ y para el USBR III de $0,0517\text{ m}$, visualmente también se puede observar que el resalto se recoge aguas arriba con cualquiera de los dos disipadores, sin embargo, el USBR III muestra un resalto más estable y se produce a una distancia muy corta del disipador de energía. Se concluye que ambos diseños cumplen su función esperada que es la de inducir el resalto hidráulico en una longitud mucho menor, así como mantener este en una misma posición estable, en contraste con el resalto hidráulico sin disipadores que tiende a desplazarse a lo largo del canal.

Recomendaciones

- Es importante que para un posterior y más profundo estudio práctico en los canales, se diseñen y añadan estructuras hidráulicas diferentes tipos de compuertas y vertederos, que ayuden al mejor entendimiento de los diferentes fenómenos físicos que se generan en un canal a flujo libre. Este modelo permite que el usuario pueda añadir diferentes elementos extras y modificarlo según se vea conveniente.
- Para futuras investigaciones con respecto a este tema se debe tomar en cuenta para el diseño, el efecto de vórtice que se produce en el desagüe del canal, el cual trae consigo algunas complicaciones, debido a las ondas que se producen en él y que se mueven aguas arriba, por lo cual se recomienda su estudio, así como de la profundización en el campo de la mecánica de ondas.
- Es indispensable dar un mantenimiento adecuado a la bomba y así también el uso de agua sin impurezas, sólidos o partículas que puedan afectar a su funcionamiento. Así también se indica que los mecanismos móviles como la gata hidráulica, las bisagras y las garruchas requieren mantenimiento periódico y de ser el caso su respectiva limpieza y lubricación.
- El rango de pendientes para conseguir el flujo crítico es muy pequeño y esto se debe principalmente al caudal entregado por la bomba. Es decir, se requiere una bomba de mejores características, sin embargo, comprar una bomba de características superiores incurre en una gran diferencia de costos, así como la necesidad de un tanque para disipar la energía de mejores prestaciones mecánicas que se encuentre en el exterior del modelo, como se observa en canales experimentales comerciales.
- No se recomienda en investigaciones similares o futuras el uso de paredes con agujeros para disipar la energía en el flujo entregada por la bomba. Esto debido a que si bien es cierto disminuye las turbulencias, produce un resalto hidráulico después de las paredes con orificios lo cual produce dificultades en las mediciones. Se recomienda el uso de tanques disipadores externos que se ubican justo antes de la entrada del canal. Donde el volumen del tanque actúa como un disipador de toda esta energía donde la velocidad es aproximadamente igual a cero.

- Es necesario utilizar el equipo de medición de profundidad de tal manera que la aguja con la que se realiza la medición se mantenga perpendicular al fondo del canal. Si se manipula de tal manera que queda inclinada de alguna manera induce a errores en la medición de la profundidad.

BIBLIOGRAFÍA

- Bhagat, R., Jha, N., Linden, P., & Wilson, D. (2018). On the origin of the circular hydraulic jump in a thin liquid film. *Journal of Fluid Mechanics*, 5-11.
- Cadavid, J. (2006). *Hidráulica de Canales: Fundamentos*. Antioquia: Fondo Editorial Universidad EAFIT.
- Çengel, Y., & Cimbala, J. (2010). *Mecánica de Fluidos: Fundamentos y Aplicaciones*. México D.F.: McGraw Hill Interamericana Editores.
- Chanson, H. (2002). *Hidráulica del Flujo en Canales Abiertos*. Bogotá: McGraw Hill.
- Chow, V. T. (1994). *Hidráulica de Canales Abiertos*. Santafé de Bogotá: McGRAW-HILL INTERAMERICANA S.A.
- Domínguez, F. J. (1934). Curso de Hidráulica General. *Anales del Instituto de Ingenieros de Chile*, 421-457.
- Echávez Aldape, G. (1996). *Introducción a los Modelos Hidráulicos de Fondo Fijo y a la Ingeniería Experimental*. México, D.F.: Editorial de la Universidad Nacional Autónoma de México.
- G.U.N.T. Gerätebau GmbH. (09 de Mayo de 2018). *G.U.N.T. Gerätebau GmbH*. Obtenido de Open-channel flow (basic knowledge): https://www.gunt.de/images/download/open-channel_flow_english.pdf
- Giles, R., & Evett, J. (2010). *Mecánica de los Fluidos e Hidráulica*. Madrid: McGraw-Hill Interamericana.
- Kabir, R. (18 de Mayo de 2016). *Department of Engineering: University of Asia Pacific*. Obtenido de Irrigation & Flood Control: https://www.uap-bd.edu/ce/mrk/files/CE-461_doc_mrk.pdf
- Krochin, S. (1986). *Diseño Hidráulico*. Quito: Escuela Politécnica Nacional.
- Mott, R. (2006). *Mecánica de fluidos*. Naucalpan de Juarez: Pearson Education.
- Munson, B., Okiishi, T., Huebsch, W., & Alric, R. (2012). *Fundamentals of Fluid Mechanicals*. Hoboken: John Wiley & Sons.
- Ríos, S. (1995). *Modelización*. Madrid: Alianza Ediciones.
- Sotelo Ávila, G. (1997). *Hidráulica General*. México D.F.: LIMUSA S.A.
- Sotelo Ávila, G. (2002). *Hidráulica de Canales*. México D.F.: Universidad Autónoma de México.

- Streeter, V., Wylie, B., & Bedford, K. (2000). *Mecánica de Fluidos*. Santafé de Bogotá: McGraw-Hill Interamericana S.A.
- Tamburrino, A. (11 de Noviembre de 2013). *Teoría de Modelos*. Santiago, Santiago, Chile: Universidad de Chile .
- U.S. Bureau of Reclamation. (1987). *Design of Small Dams*. Washington, DC: Water Resources.
- U.S. Bureau of Reclamation. (24 de Abril de 2018). *Bureau of Reclamation*. Obtenido de Reclamation Library: Glossary: <https://www.usbr.gov/library/glossary/channel>
- United States Department of Agriculture. (1959). *The SAF Stilling Basin: A Structure to Dissipate the Destructive Energy In High-Velocity Flow From Spillways*. Washington D.C.: U. S. Government Printing Office.
- US Army Corps of Engineers. (1985). *General Spillway Investigation: Hydraulic Model Investigation*. Vicksburg: US ARMY ENGINEER WATERWAYS EXPERIMENT STATION.
- Vergara, M. A. (1993). *Técnicas de Modelación en Hidráulica*. México D.F.: Ediciones Alfaomega.

ANEXOS

A1. Guía De Prácticas De Laboratorio

A1.1. Selección de Ensayos Para Realizar

Tabla 80. Ensayos de Laboratorio Para Realizar.

ENSAYOS	
No.	Tema de Práctica
1	Flujo en Canales Abiertos
2	Energía Específica y Regímenes de Flujo
3	Vertedero de Cimacio
4	Compuertas
5	Resalto Hidráulico

Fuente: Elaboración Propia.

A1.2. Equipo y Funcionamiento

- Encendido de la Bomba

El equipo consta de una bomba hidráulica, esta entra en funcionamiento al presionar una vez el pulsador que se encuentra en la estructura metálica del modelo.

- Caudal de Trabajo en el Canal

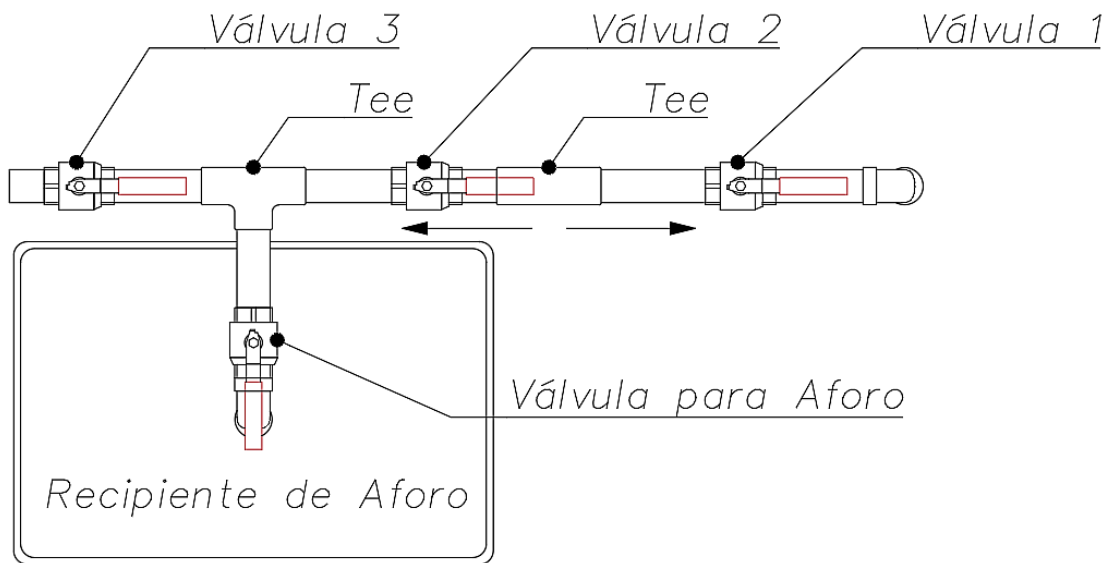
El canal cuenta con tres válvulas éstas nos ayudan a regular el caudal que queremos que pase hacia el canal. De tal manera que existirán cuatro disposiciones de estas válvulas para conseguir los cuatro caudales de diseño Q25, Q50, Q75 y Q100. Así también cuenta con una válvula que permite aforar dichos caudales .

Figura 93. Sistema de Regulación del Caudal.



Fuente: Elaboración Propia.

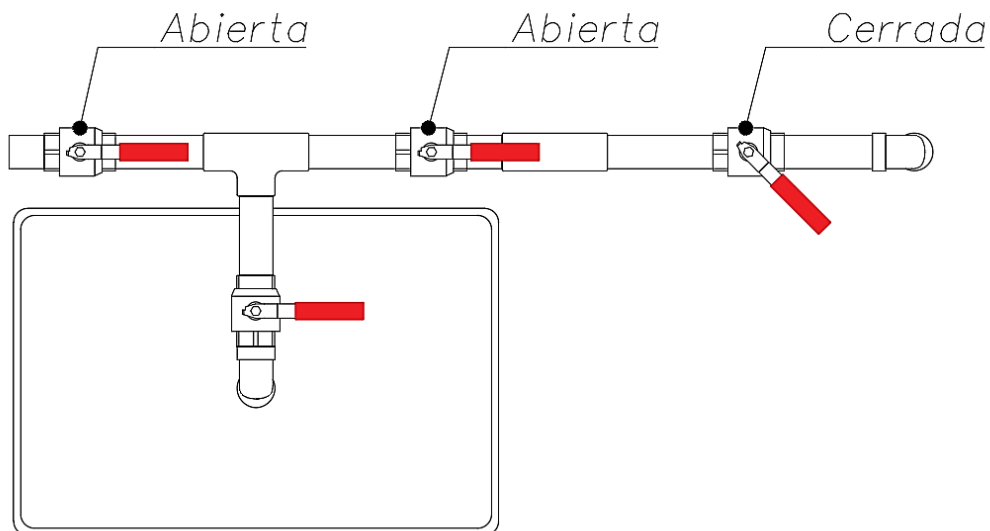
Figura 94. Esquema de las Válvulas que Regulan el Caudal.



Fuente: Elaboración Propia.

Si se desea que pase todo el caudal (Q_{100}) se mantendrán abiertas las dos válvulas izquierdas y la derecha se mantendrá cerrada.

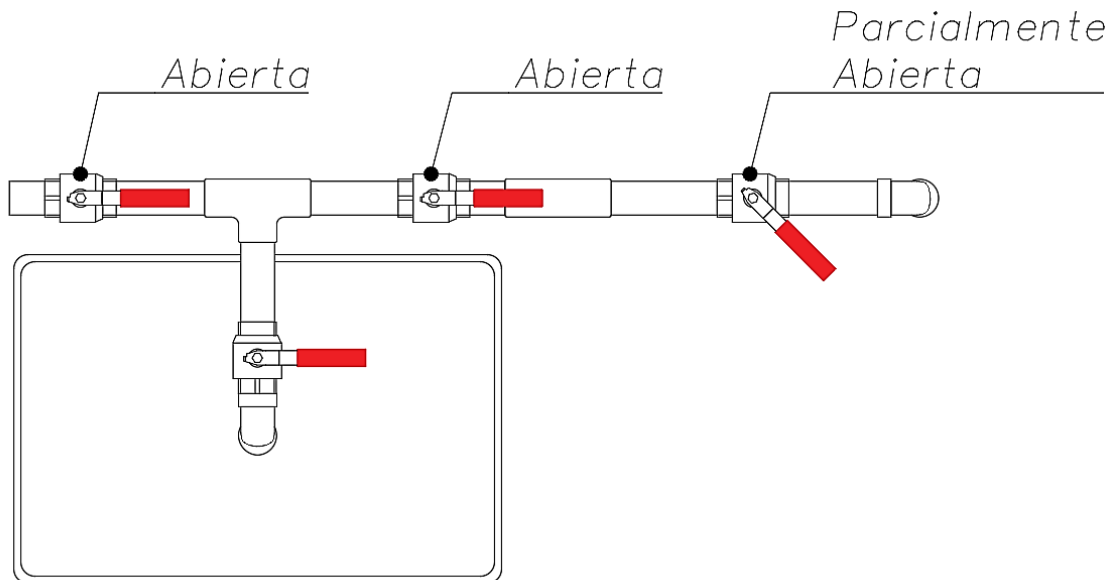
Figura 95. Disposición de Válvulas para Q_{100} .



Fuente: Elaboración Propia.

Para que pase el 75% del caudal (Q_{75}) es necesario cerrar la válvula derecha y la izquierda colocarla en un ángulo de 45 grados con respecto al eje de las tuberías con la ayuda de una escuadra.

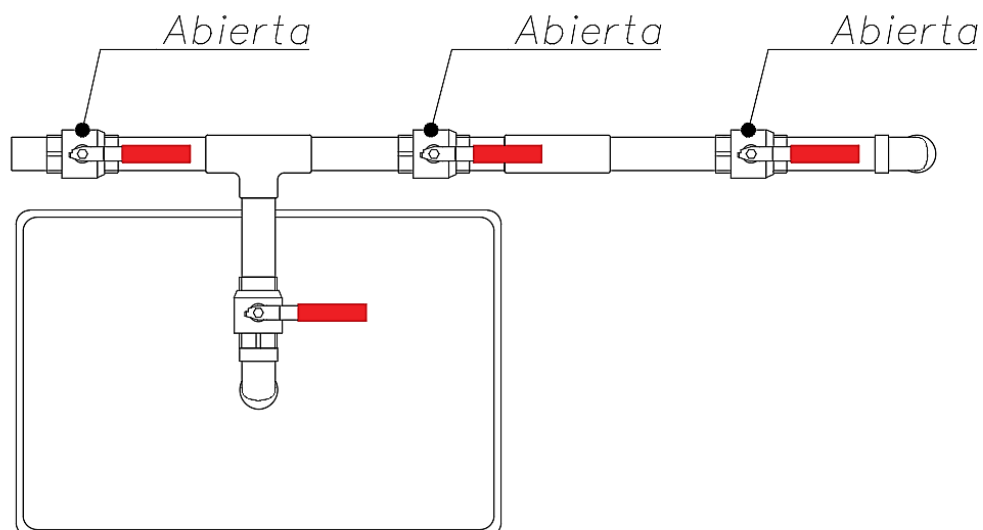
Figura 96. Disposición de Válvulas para Q_{75} .



Fuente: Elaboración Propia.

Si se requiere la mitad del caudal (Q_{50}) se mantendrán abiertas todas las válvulas.

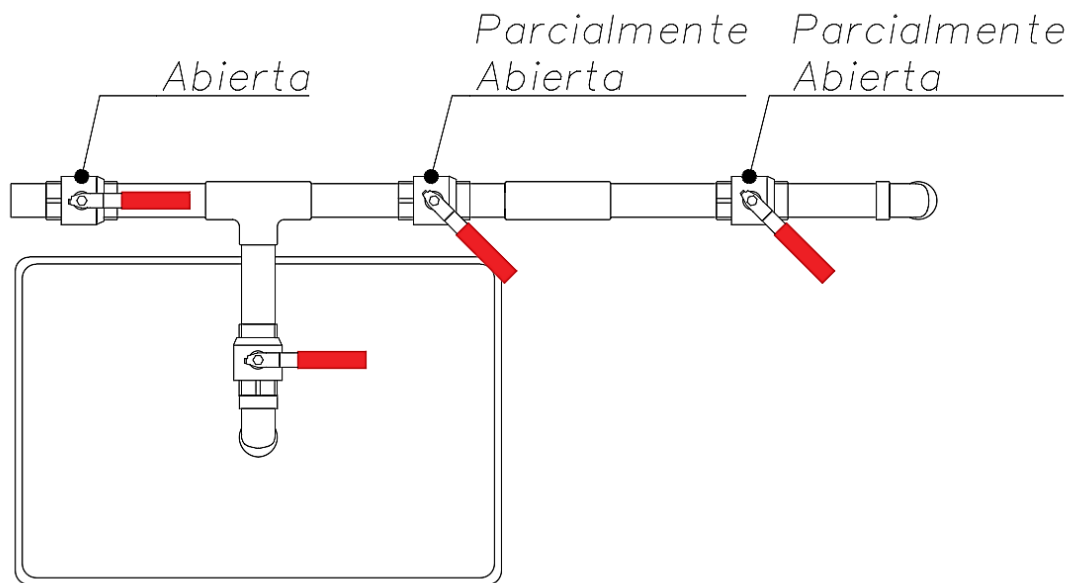
Figura 97. Disposición de Válvulas para Q_{50} .



Fuente: Elaboración Propia.

Para trabajar solo con un cuarto del caudal (Q25) se deberá abrir por completo la válvula derecha y la válvula izquierda colocada en un ángulo de 45 grados con respecto del eje de las tuberías con la ayuda de una escuadra para ser lo más precisos posibles.

Figura 98. Disposición de Válvulas para Q25.



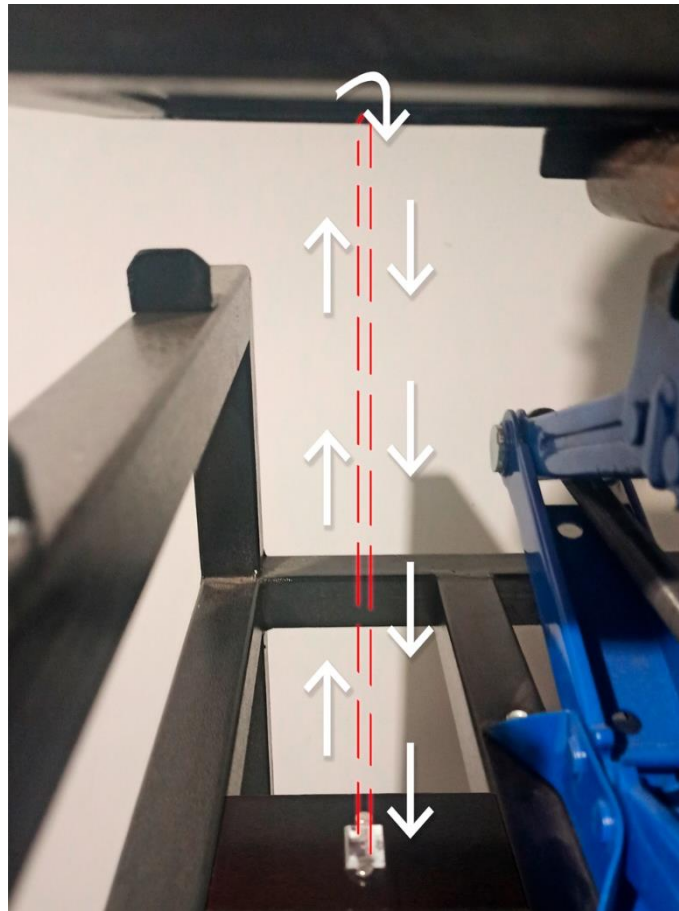
Fuente: Elaboración Propia.

- Pendiente Variable del Modelo.

Este cuenta con un sistema mecánico el cual al girar la manivela incorporada en la estructura del canal levanta un extremo del canal, mientras que del otro lado posee unas bisagras las cuales le permiten solamente rotar, este sistema cuenta con un medidor electrónico de pendiente, este trabaja enviando una señal de láser¹¹ (Figura 99) hacia el canal en el extremo que se levanta, dependiendo del tiempo que esta señal demore en retornar se calcula la distancia y mediante un dispositivo electrónico programado previamente en una pantalla se muestra la pendiente que posee el canal, cabe recalcar que este posee un botón de prendido y apagado que debe ser accionado para dar inicio al funcionamiento del mismo.

¹¹ La figura muestra con color rojo el láser para fines de ilustrar el funcionamiento de este, sin embargo este no es realmente visible.

Figura 99. Representación del Funcionamiento del Sensor Laser de Distancia.

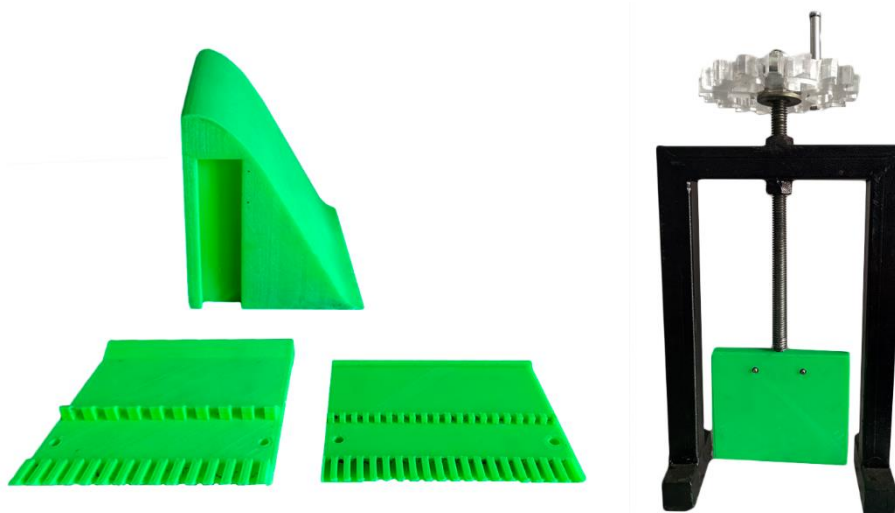


Fuente: Elaboración Propia.

- *Accesorios del Canal.*

El canal cuenta con un vertedero tipo Creager, una compuerta y dos disipadores de energía.

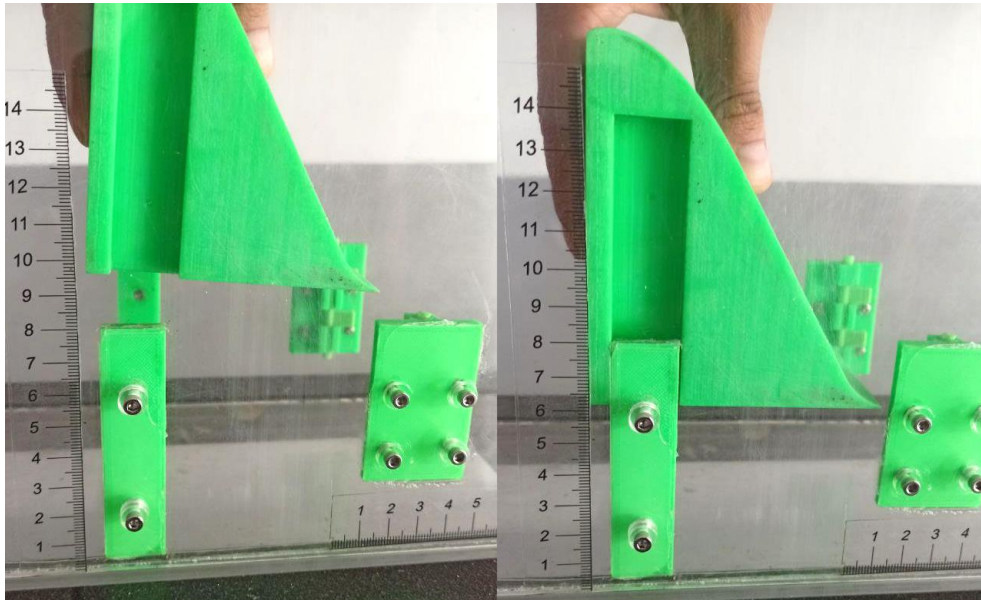
Figura 100. Accesorios del Modelo Hidráulico.



Fuente: Elaboración Propia.

Los laterales del vertedero Creager poseen dos espacios que encajan con las guías que se encuentran colocadas en el canal, para utilizar el mismo se lo debe introducir por las guías de tal manera que estas entren totalmente.

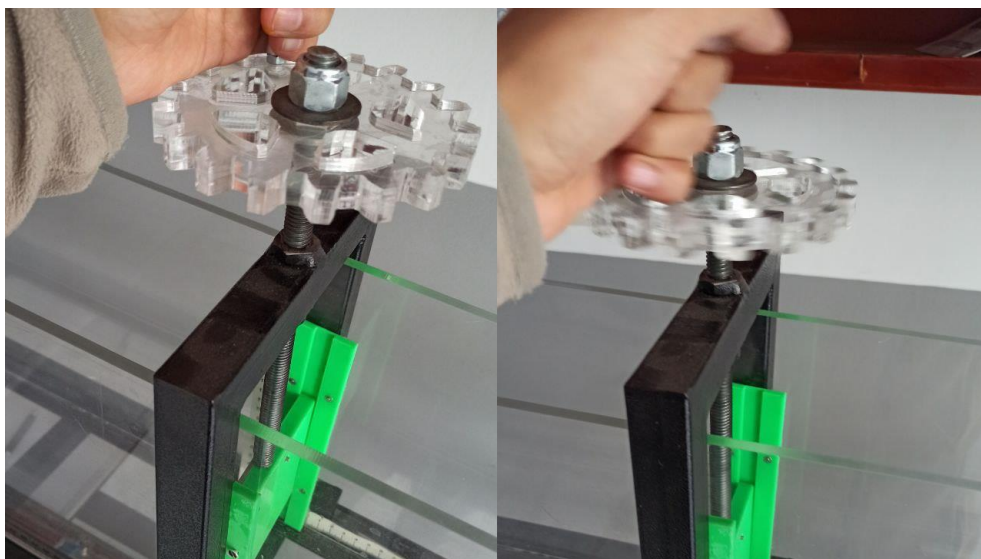
Figura 101. Guías para Colocación de Vertedero de Cimacio.



Fuente: Elaboración Propia.

La compuerta se soporta sobre un marco de acero, cuyas bases se deben ajustar por medio de dos pernos a la estructura del canal; a su vez, la compuerta debe introducirse entre dos guías para su funcionamiento. Una vez colocada la compuerta, se gira la manivela en la parte superior permitiendo variar la abertura dependiendo del requerimiento que se tenga.

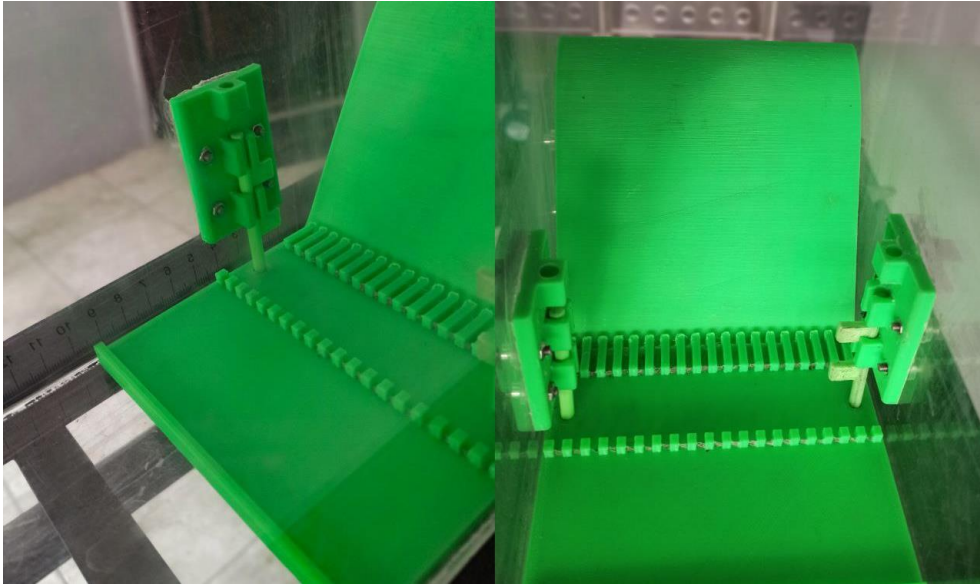
Figura 102. Manivela de la Compuerta en Acción.



Fuente: Elaboración Propia.

Tanto para el disipador SAF como para el USBR III se tiene unos pequeños seguros que se encuentran acoplados ya al canal, estos se deben introducir en los orificios que poseen los disipadores en sus extremos, una vez colocados se puede encender la bomba y utilizarlos.

Figura 103. Sistema de Sujeción de los Disipadores de Energía.

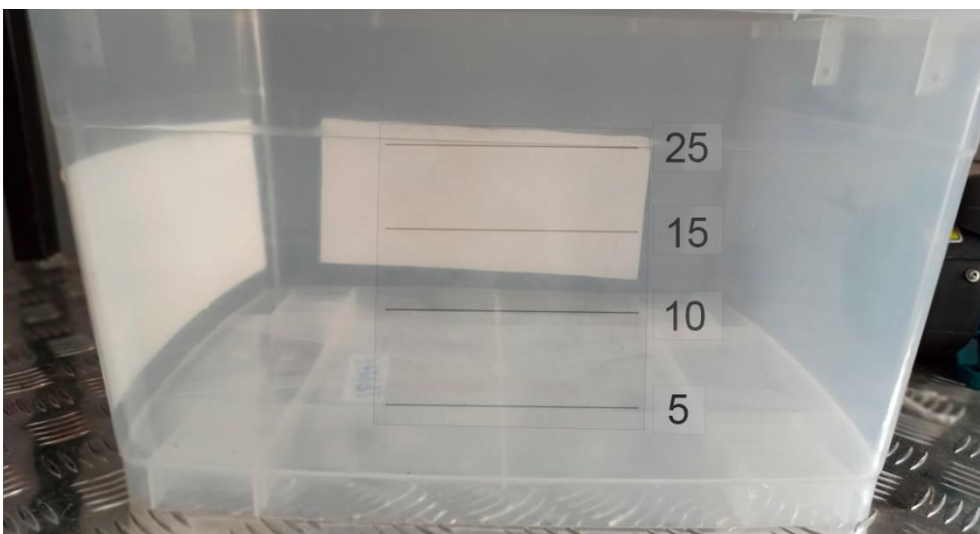


Fuente: Elaboración Propia.

- *Sistema de Aforo.*

El modelo cuenta con un tanque adicional el cual se encuentra marcado cada 5 L, para el aforo se tiene una válvula exclusiva ello (Figura 94). Hay que tomar en cuenta que para esto la válvula No. 3 (Figura 94) debe estar cerrada y las otras válvulas dispuestas según el caudal que se desee medir (Q25, Q50, Q75 ó Q100).

Figura 104. Recipiente de Aforo.

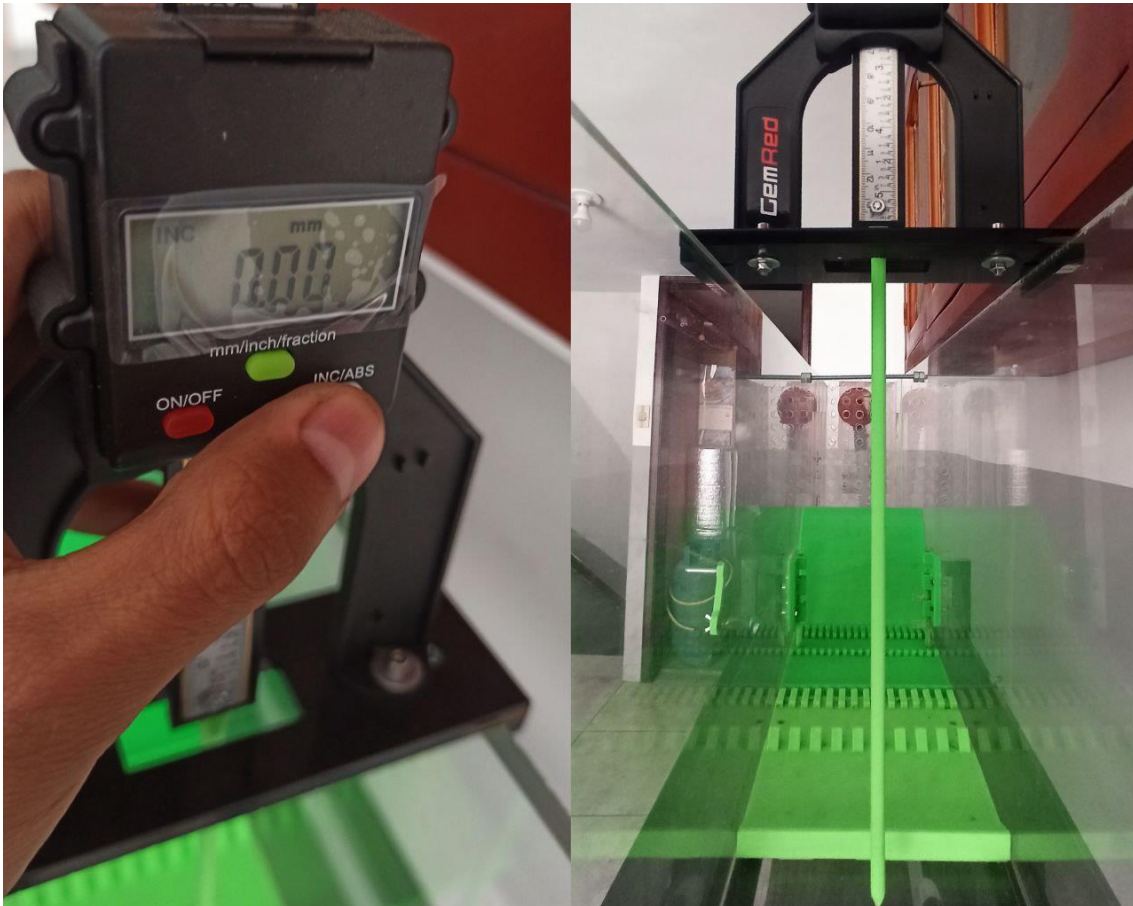


Fuente: Elaboración Propia.

- *Medidor de Altura.*

Para utilizar este dispositivo se debe asentar su base sobre los bordes laterales del canal y se empuja el eje que este instrumento posee de tal manera que este se encuentre topando el fondo del canal, una vez ahí se presiona el botón para encenderlo. Ya encendido se lo sube paulatinamente hasta llegar a la altura del flujo que se desea medir. En la pantalla del instrumento se lee la distancia en mm.

Figura 105. Medidor de Profundidad del Flujo.



Fuente: Elaboración Propia.

A1.3. Guías de Laboratorio.



PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL ECUADOR

FACULTAD DE INGENIERÍA

CARRERA DE CIVIL

LABORATORIO DE HIDRÁULICA

GUÍA DE PRÁCTICAS DEL LABORATORIO

PRÁCTICA #1

1. TEMA: FLUJO EN CANALES ABIERTOS

2. OBJETIVOS:

2.1. OBJETIVO GENERAL

- Comprender la influencia de los parámetros que intervienen en el estudio del flujo de canales abiertos.

2.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Analizar el comportamiento del flujo al variar la pendiente en el canal,
- Determinar los principales elementos y propiedades geométricas de un canal rectangular,
- Calcular el coeficiente de Manning y compararlo con el valor teórico, bajo diferentes condiciones dadas para el canal.

3. FUNDAMENTOS TEÓRICOS

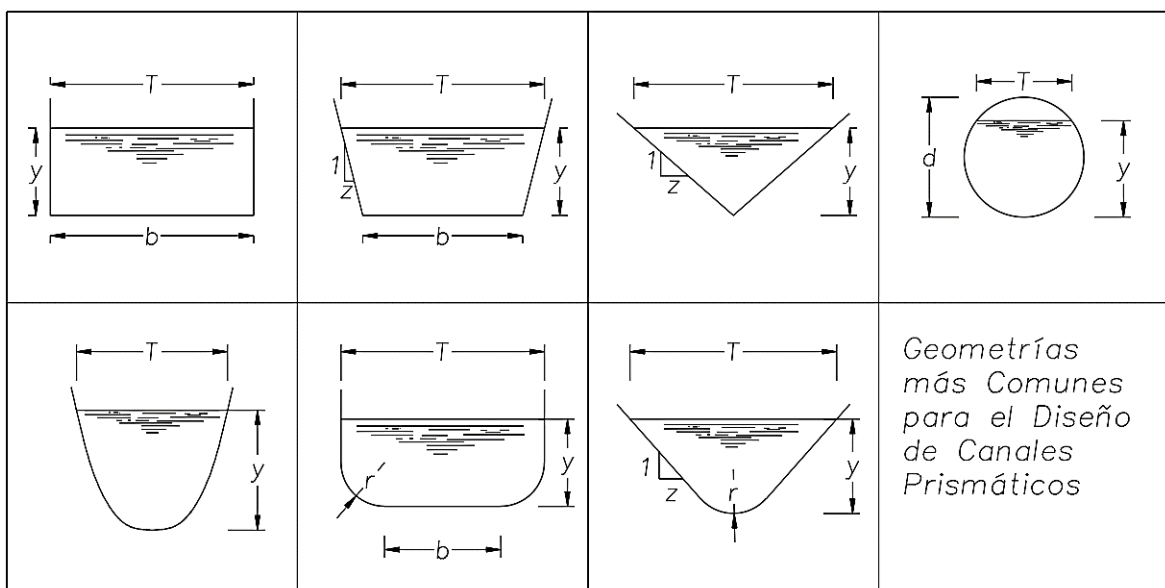
Un canal es una conducción, natural o artificial, para el agua, expuesta a la presión atmosférica, delimitado por la solera y paredes laterales, tiene una extensión definida y posee un flujo continuo o periódico de agua (U.S. Bureau of Reclamation, 2018). Los canales artificiales, a diferencia de los cauces naturales, se diseñan para evitar la socavación y erosión, por lo cual se considera que su geometría es constante.

Existen dos tipos de flujos según la conducción, flujo a superficie libre y flujo a presión. El flujo a superficie libre está expuesto a la presión atmosférica como es el caso de los canales; mientras que el flujo a presión se produce cuando el conducto trabaja lleno como es el caso de tuberías, donde los conductos están sometidos únicamente a la presión hidráulica, pues el agua se encuentra confinada en ellos.

Un canal construido con una sección transversal invariable y una misma pendiente a lo largo de este se conoce como canal prismático (Chow, 1994).

La geometría de los canales naturales es irregular, sin embargo se los puede representar con formas geométricas tales como una parábola o un trapecio, para poderlos analizar de una forma más sencilla. Por otro lado, los canales **artificiales** se diseñan con figuras geométricas regulares, debido a su simplicidad, eficiencia y aplicabilidad según el problema de la ingeniería. En la Figura 1 se puede encontrar las secciones transversales más comunes para el diseño de un canal.

Figura 1. Secciones Transversales Utilizadas Comúnmente para Canales.



Fuente: Chow V. (1994, pág. 21)

La sección del canal se elige en función de las necesidades o el problema de ingeniería al que se enfrentan los diseñadores; se puede aplicar una geometría u otra según el uso especialmente, el cual puede ser para cunetas, alcantarillas, conducciones, colectores, túneles, canales de protección contra inundaciones, entre otras aplicaciones.

Elementos Geométricos de la Sección del Canal

“Los elementos geométricos son propiedades de una sección de canal que pueden ser definidos por completo por la geometría de la sección y la profundidad de flujo.” (Chow, 1994, pág. 22)

Los canales de geometrías regulares pueden ser representados matemáticamente en función de sus dimensiones y flujo, sin embargo, canales naturales que poseen una geometría más compleja se los representa mediante graficas que modelen aproximadamente su comportamiento. Estos elementos se enlistan a continuación.

- Profundidad de Flujo

Se conoce como profundidad del flujo (y) a la diferencia entre el nivel del agua a flujo libre y la solera del canal medida desde el punto más bajo.

- Ancho Superficial

Se denomina ancho superficial (T) al “ancho de la sección en la superficie libre” (Sotelo Ávila, Hidráulica de Canales, 2002).

- Perímetro Mojado

El perímetro mojado (P_m) representa la longitud de la sección del canal que estará en contacto con el flujo.

Figura 2. Ilustración del Área y Perímetro Mojados.



Fuente: Elaboración Propia.

- Área Hidráulica

Se conoce también como área mojada (**A**), es la superficie de la sección transversal al eje longitudinal del canal que será ocupada por el flujo (Streeter, et al., 2000).

- Radio Hidráulico

El radio hidráulico (R_h) se refiere a la relación:

$$R_h = \frac{A}{P_m}$$

Donde:

- A: Área Hidráulica;
- P_m : Perímetro Mojado.;

Profundidad Hidráulica

Es igual a la profundidad del flujo en el caso de canales rectangulares. Se entiende como profundidad hidráulica a la relación:

$$Y = \frac{A}{T}$$

Donde:

- A: Área Hidráulica;
- T: Ancho Superficial.

Ecuación de Manning

La ecuación de Manning, desarrollada por Robert Manning, un ingeniero irlandés, en 1889 es la siguiente:

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

Esta expresión permite describir el flujo en canales abiertos bajo las suposiciones de una pendiente relativamente baja y un flujo turbulento y uniforme, el cual es común en canales abiertos. Las unidades de este coeficiente son $[T]/[L]^3$.

En la tabla a continuación se indican algunos valores dados para los valores del coeficiente de Manning.

Tabla 1. Valores del Coeficiente de Manning.

Tipo y descripción del canal	Mínimo	Normal	Máximo
A. Metales			
a) Latón, liso	0,009	0,010	0,013
b) Acero:			
1. Con bridas y soldado.	0,010	0,012	0,014
2. Remachado y espiral.	0,013	0,016	0,017
c) Hierro fundido:			
1. Con recubrimiento superficial.	0,010	0,013	0,014
2. Sin recubrimiento.	0,011	0,014	0,016
d) Hierro forjado:			
1. Negro.	0,012	0,014	0,015
2. Galvanizado.	0,013	0,016	0,017
B. No Metales:			
a) Acrílico.	0,008	0,009	0,010
b) Vidrio.	0,009	0,010	0,013
c) Cemento.			
	0,010	0,011	0,013
	0,011	0,013	0,015

Fuente: Sotelo Ávila (2002, pág. 95)

4. EQUIPO

- Canal Hidráulico Experimental
- Cronómetro
- Medidor de Profundidad

5. PROCEDIMIENTO

- 5.1. Se considera que el canal del Laboratorio es un canal prismático y que su ancho es constante, con $b = 0,12 \text{ m}$.
- 5.2. Colocar el equipo en una pendiente igual a cero.
- 5.3. Encender la bomba con la válvula de retorno abierta.
- 5.4. Realizar el aforo volumétrico del flujo que ingresará al canal hidráulico del laboratorio. Utilizar un recipiente graduado y tomar el tiempo en que se llena el

mismo. Conocido el volumen y el tiempo de llenado se obtiene fácilmente el caudal del canal con la ecuación: $Q = V/t$.

5.5. Conocido el caudal en el canal se realiza la medición de la profundidad a diferentes pendientes al hacer variar la misma con la manivela del equipo. Leer la pendiente dada y anotarla, determinar la profundidad correspondiente con el medidor de profundidad.

6. RESULTADOS

- Registre al menos tres caudales y obtenga un caudal promedio.
- Variar la pendiente para medir los siguientes parámetros: altura del flujo, área, radio hidráulico y obtener el número de Manning con la ecuación descrita en la teoría.
- Finalmente, calcular el promedio y obtener el número de Manning para el canal

7. CONCLUSIONES

- Indique las dificultades encontradas al realizar el trabajo con el equipo de laboratorio.
- Enseñe las dificultades encontradas al realizar los cálculos para obtener los resultados requeridos en la práctica.
- Verifique si el resultado obtenido en la práctica coincide con las tablas propuestas en la teoría para el número de Manning.

8. RECOMENDACIONES

- ¿Podría haber alguna metodología para realizar la práctica de una manera más eficiente?
- ¿Qué factores podría encontrar usted que influyan en el resultado de la práctica y que se puede proponer para mejorarlos?

9. BIBLIOGRAFÍA

Chow, V. T. (1994). *Hidráulica de Canales Abiertos*. Santa Fé de Bogotá: McGRAW-HILL INTERAMERICANA S.A.

Streeter, V., Wylie, B., & Bedford, K. (2000). *Mecánica de Fluidos*. Santafé de Bogotá: McGraw-Hill Interamericana S.A.

10. REGISTRO DE DATOS

Tabla 2. Aforo de Caudal.

Aforo Volumétrico					
t1 (s)		V1 (m3)		Q1 (m3/s)	
t2 (s)		V2 (m3)		Q2 (m3/s)	
t3 (s)		V3 (m3)		Q3 (m3/s)	
				Qm (m3/s)	

Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 3. Flujo en Canales Abiertos.

Nº	S (%)	y (m)	A (m2)	Rh (m)	n
1					
2					
3					
4					
5					
6					
				\bar{n}	

Fuente: Elaboración Propia.



PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL ECUADOR

FACULTAD DE INGENIERÍA

CARRERA DE CIVIL

LABORATORIO DE HIDRÁULICA

GUÍA DE PRÁCTICAS DEL LABORATORIO

PRÁCTICA #2

1. TEMA: ENERGÍA ESPECÍFICA Y RÉGIMEN DE FLUJO

2. OBJETIVOS:

2.1. OBJETIVO GENERAL

- Comprender la influencia de la profundidad hidráulica sobre el número de Froude y la energía específica en el flujo.

2.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Determinar el régimen de flujo y el número de Froude para diferentes profundidades en el canal;
- Graficar la curva de energía específica vs profundidad para el flujo en el canal;
- Identificar la frontera entre los regímenes de flujo, la altura crítica y energía mínima en forma analítica y gráfica;
- Comparar las curvas de energía obtenidas con valores teóricos y los valores medidos.

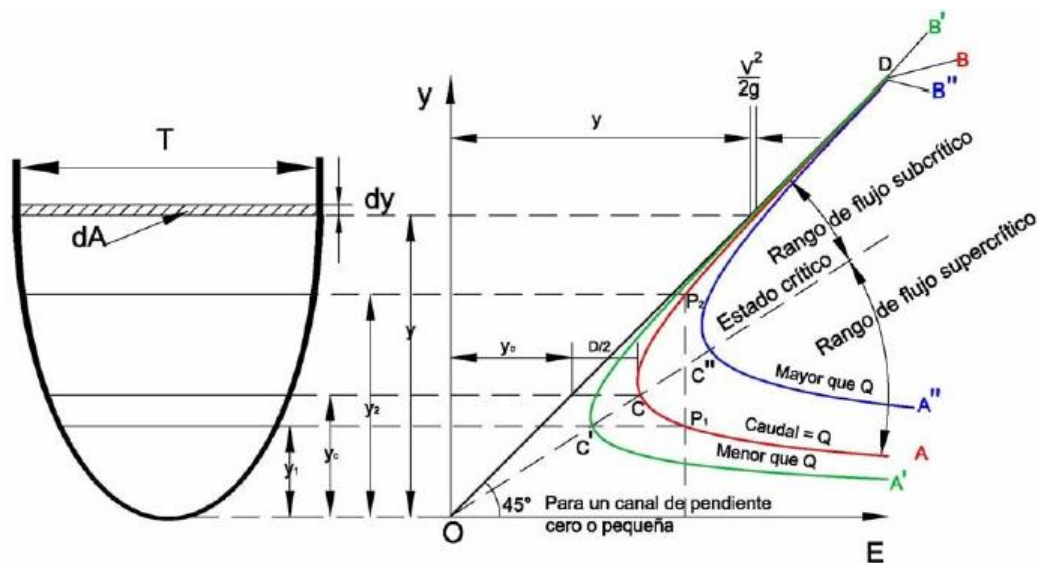
3. FUNDAMENTOS TEÓRICOS

La energía específica se define como la energía por unidad de masa de agua en cualquier sección de un canal medida con respecto al fondo de este (Chow, 1994). Se la representa con la siguiente ecuación:

$$E = y + \frac{V^2}{2g}$$

Si se considera que las variables en la ecuación son la profundidad del flujo así como el área que depende de la anterior y se grafica dicha ecuación con la profundidad del flujo en el eje de las ordenadas y la energía en el eje de las abscisas, se genera la relación de la Figura 1, donde para un mismo valor de energía específica se van a tener dos profundidades posibles, una alta y una baja, así como dos valores de velocidad, una baja y una alta, respectivamente (Sotelo Ávila, Hidráulica de Canales, 2002).

Figura 1. Curva De Energía Específica.



Fuente: Chow V. (1994, pág. 42)

Para comprender de mejor manera la curva de energía específica del flujo se requieren los conceptos relacionados al régimen de flujo en el canal. El régimen de flujo es una clasificación del flujo de acuerdo con la interacción entre las fuerzas de gravedad y de inercia. Para definir esta interacción de fuerzas se utiliza el número de Froude, dado por la siguiente expresión:

$$F = \frac{V}{\sqrt{gy}}$$

Donde:

- V: Velocidad del Flujo;
- g: Aceleración de la Gravedad;
- y: Profundidad del Flujo.

La energía específica mínima, la nariz de la curva, corresponderá a la **altura crítica** del flujo, donde el número de Froude es igual a uno ($F = 1$). Es el único punto al que le corresponde únicamente una altura. Las alturas mayores a la crítica determinarán un régimen subcrítico en el flujo y el número de Froude será menor que uno ($F < 1$); mientras que para alturas menores a la crítica se tendrá un régimen supercrítico en el flujo con un número de Froude mayor a la unidad ($F > 1$) (Munson, Okiishi, Huebsch, & Alric, 2012).

Regímenes de Flujo

El número de Froude tiene un significado físico; según su valor existen tres posibles regímenes de flujo:

- Flujo Crítico: $F = 1$ ó $V = \sqrt{gy}$
- Flujo Supercrítico: $F > 1$ ó $V > \sqrt{gy}$
- Flujo Subcrítico: $F < 1$ ó $V < \sqrt{gy}$

Cuando el régimen de flujo es subcrítico, el flujo tiene una velocidad baja y la profundidad hidráulica por el contrario será relativamente alta; cuando el régimen es supercrítico el flujo es muy rápido y la profundidad hidráulica se vuelve baja.

Para identificar la altura crítica del flujo, correspondiente a la energía mínima y la nariz de la curva de energía, de forma analítica se utiliza la siguiente ecuación:

$$y_c = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{gA^2}}$$

4. EQUIPO

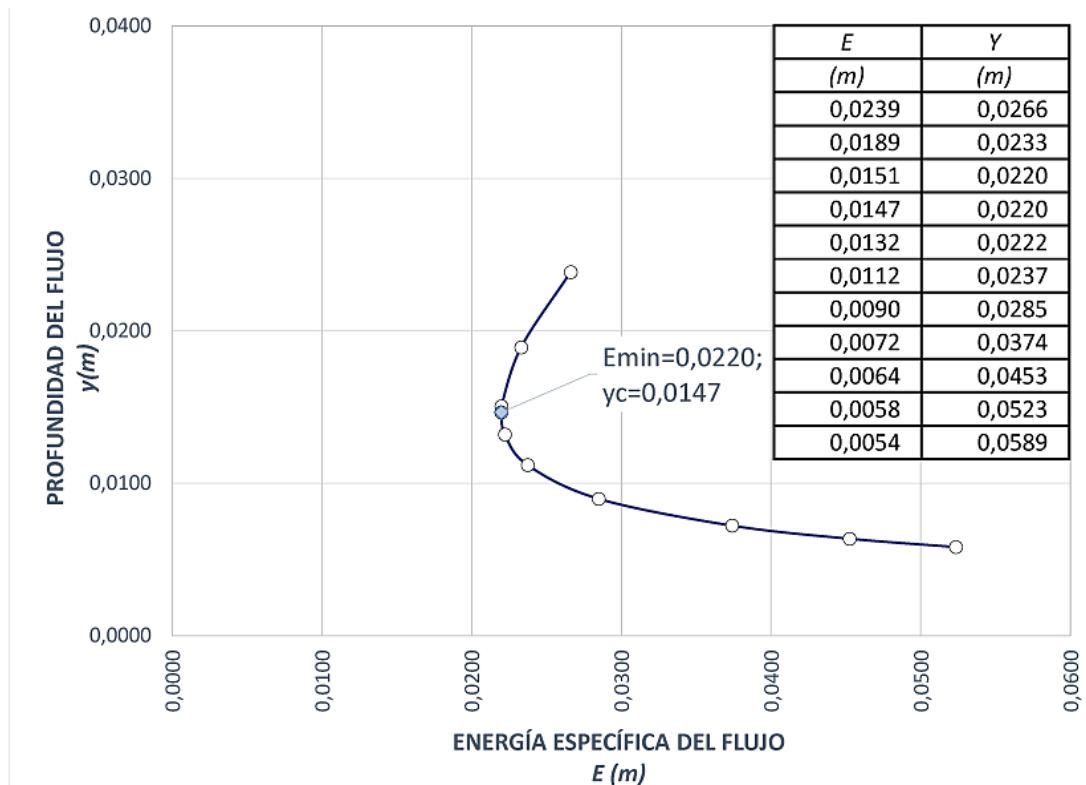
- Canal del laboratorio
- Medidor de Profundidad

5. PROCEDIMIENTO

- 5.1. Colocar el canal totalmente horizontal (pendiente = 0);
- 5.2. Encender la bomba y permitir que el flujo se estabilice;
- 5.3. Aumentar la pendiente del canal hidráulico de laboratorio y registrar la profundidad. Realizar esto para cada pendiente.

- 5.4. Conocida la profundidad del flujo y considerando el caudal aforado en la práctica sobre flujo en canales abiertos, determinar la velocidad y a su vez la energía específica en el flujo.
- 5.5. Graficar la curva de energía específica realizada a través de las mediciones y comparar con la teórica:

Figura 2. Curva de Energía Específica Teórica para el 100% del caudal.



Elaboración Propia.

- 5.6. Determinar el número de Froude para cada uno de los registros e indicar el régimen de flujo en cada caso.
- 5.7. Indicar el valor de la profundidad de flujo para el cual se tiene flujo crítico.

6. RESULTADOS

- Tome al menos tres medidas de la profundidad del flujo para obtener un promedio.
- Las mediciones deberán ser tomadas en la parte media del canal, es decir, a un metro del inicio.
- Varíe la pendiente y anote las profundidades de flujo tal y como lo hizo la primera vez.
- Conocido el caudal y el área calcule la velocidad.
- Calcule la carga de velocidad.

- Finalmente, la altura del flujo más la carga de velocidad será la energía total para ese caudal.
- Grafique la profundidad de flujo vs la energía en una hoja de papel milimetrada con una escala apropiada en la cual se pueda apreciar la curva de energía.
- Con la velocidad y la altura del flujo calcule el número de Froude y describa según la teoría que régimen de flujo posee para cada una de las pendientes tomadas.

7. CONCLUSIONES

- Indique las dificultades encontradas al realizar el trabajo con el equipo de laboratorio.
- Enseñe las dificultades encontradas al realizar los cálculos para obtener los resultados requeridos en la práctica.
- Verifique si la gráfica de energía específica coincide con la gráfica propuesta en la teoría.
- De qué manera influye la pendiente en la energía específica.
- De qué manera influye la pendiente en el régimen de flujo.
- ¿Qué ocurriría con el régimen de flujo si se trabaja con un porcentaje menor del cien por ciento del canal?

8. RECOMENDACIONES

- ¿Podría haber alguna metodología para realizar la práctica de una manera más eficiente?
- ¿Qué factores podría encontrar usted que influyan en el resultado de la práctica y que se puede proponer para mejorarlos?

9. BIBLIOGRAFÍA

Munson, B., Okiishi, T., Huebsch, W., & Alric, R. (2012). Fundamentals of Fluid Mechanicals. Hoboken: John Wiley & Sons.

Sotelo Ávila, G. (1997). Hidráulica General. México D.F.: LIMUSA S.A.

10. REGISTRO DE DATOS

Tabla 1. Energía Específica.

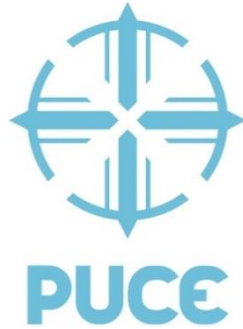
Registro Nº	S	y	V	$V^2/2g$	$y+V^2/2g$
	%	m	m/s	m	m
1					
2					
3					
4					
5					
6					

Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 2. Número de Froude y Régimen de Flujo.

Registro Nº	F	Régimen de Flujo
1		
2		
3		
4		
5		
6		

Fuente: Elaboración Propia.



PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL ECUADOR

FACULTAD DE INGENIERÍA

CARRERA DE CIVIL

LABORATORIO DE HIDRÁULICA

GUÍA DE PRÁCTICAS DEL LABORATORIO

PRÁCTICA #3

1. TEMA: VERTEDERO DE CIMACIO

2. OBJETIVOS:

2.1. OBJETIVO GENERAL

- Estudiar de forma práctica el funcionamiento del vertedero de Cimacio en el flujo de un canal.

2.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Determinar en forma experimental el coeficiente de descarga del vertedero de Cimacio;
- Identificar cada una de las alturas que intervienen en el diseño del Vertedero de Cimacio;

3. FUNDAMENTOS TEÓRICOS

Los vertederos son estructuras que consisten en paredes transversales al canal, se utilizan con el fin de ayudar a que el agua en exceso pase de forma libre o controlada, estos aliviaderos conducen el exceso de esta de regreso al cuerpo de agua o hacia algún drenaje natural.

Los vertederos se pueden clasificar por su sección transversal, el funcionamiento hidráulico, o el espesor del umbral.

El vertedero de Cimacio o tipo Creager posee una forma especial de su cresta que le permite una descarga óptima, si se lo compara con otros tipos de perfiles sometidos a la misma carga hidráulica. De acuerdo con Diseño De Pequeñas Presas del *U.S. Bureau of Reclamation* (1987), la descarga sobre la cresta está determinada mediante:

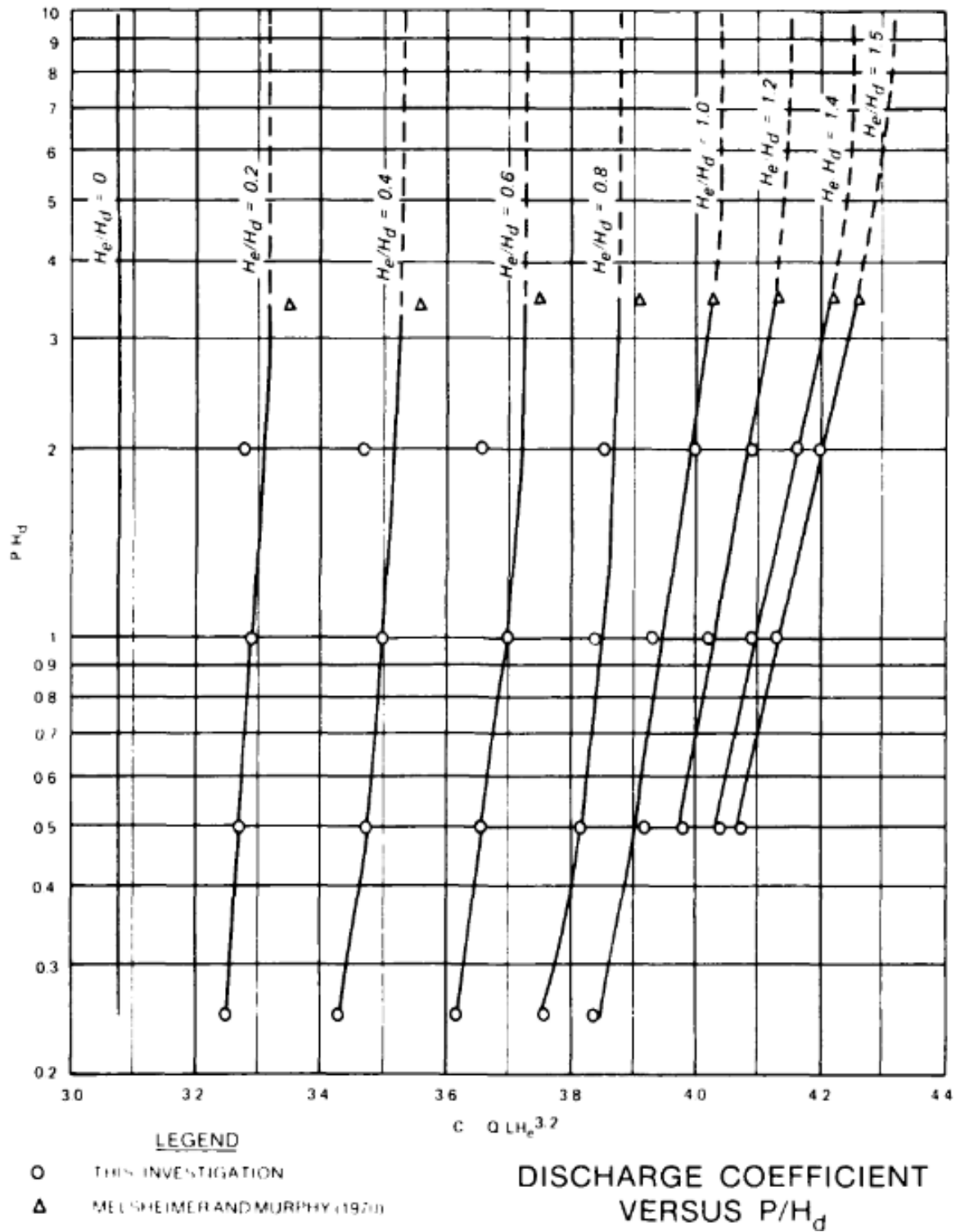
$$Q = CLH_e^{\frac{3}{2}}$$

Donde:

- Q: Caudal de descarga;
- C: Coeficiente de descarga;
- L: Ancho efectivo de la cresta;
- H_e : altura de energía total sobre la cresta.

El coeficiente de descarga depende de algunos factores como la altura de aproximación del agua, la relación entre la forma de la cresta con la forma de una napa ideal, la pendiente del paramento, y condiciones aguas arriba y aguas abajo. Para el diseño de un vertedero de Cimacio se requiere este coeficiente, para encontrarlo se utiliza el siguiente gráfico hallado en el *U.S. Bureau of Reclamation*, que compara la relación de la altura de la cresta del vertedero con la carga de agua sobre el mismo, con el coeficiente de descarga.

Figura 1. Coeficientes de Descarga para Vertederos con Paramento Vertical.



Fuente: (US Army Corps of Engineers, 1985)

4. EQUIPO

- Canal del laboratorio;
- Regla o flexómetro;
- Medidor de profundidad;
- Perfil Creager.

5. PROCEDIMIENTO

- 5.1. Medir el ancho efectivo del perfil de Cimacio.
- 5.2. Encender la Bomba del modelo.
- 5.3. Abrir la válvula para permitir el flujo de agua del canal.
- 5.4. Medir la altura desde el fondo del canal hasta la cresta del vertedero (P).
- 5.5. Medir la altura desde la cresta del vertedero hasta el nivel del flujo de agua (Hd).
- 5.6. Relacionar los valores de P/Hd en la gráfica para obtener el valor de coeficiente de descarga.
- 5.7. Con la relación P/Hd y asumiendo que H_e es igual a cero hallar el coeficiente de descarga en la gráfica propuesta en la teoría.
- 5.8. Con la ecuación de descarga planteada para la descarga del vertedero, calcular el caudal de descarga de este.
- 5.9. Realizar todo el procedimiento cuatro veces más y con ello obtener el caudal medio.

6. RESULTADO

- Anotar las medidas del ancho efectivo del canal, la altura de la cresta del vertedero(P) y el calado de agua antes del vertedero (t_0) en la tabla de registro de datos.
- Una vez calculado Hd, anotar el valor en la tabla.
- El valor hallado en la gráfica deberá ser marcado en la misma y presentado junto con la tabla de resultados.
- Finalmente siguiendo el procedimiento se colocará el valor del caudal.

7. CONCLUSIONES

- Indique las dificultades encontradas al realizar el trabajo con el equipo de laboratorio
- Enseñe las dificultades encontradas al realizar los cálculos para obtener los resultados requeridos en la práctica
- Afore el caudal y observe si este coincide con el caudal de descarga obtenido en la práctica

8. RECOMENDACIONES

- ¿Podría haber alguna metodología para realizar la práctica de una manera más eficiente?
- ¿Qué factores podría encontrar usted que influyan en el resultado de la práctica y que se puede proponer para mejorarlos?

9. BIBLIOGRAFÍA

U.S. Bureau of Reclamation. (1987). *Design of Small Dams*. Washington, DC: Water Resources.

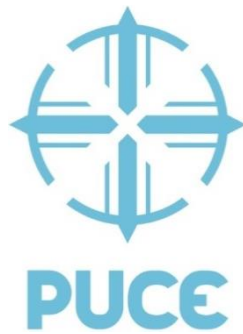
Chow, V. T. (1994). *Hidráulica de Canales Abiertos*. Santafé de Bogotá: McGRAW-HILL INTERAMERICANA S.A.

10. REGISTRO DE DATOS

Tabla 81. Registro de Datos en Caudal de Descarga del Vertedero

	L(m)	P(m)	to(m)	Hd= to - P	P/Hd	Cd	Q(m ³ /s)
1							
2							
3							
4							
5							
						Q	

Fuente: Elaboración Propia.



PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL ECUADOR
FACULTAD DE INGENIERÍA
CARRERA DE CIVIL
LABORATORIO DE HIDRÁULICA

GUÍA DE PRÁCTICAS DEL LABORATORIO

PRÁCTICA #4

1. TEMA: COMPUERTAS

2. OBJETIVOS:

2.1. OBJETIVO GENERAL

- Medición de flujo en compuertas

2.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS

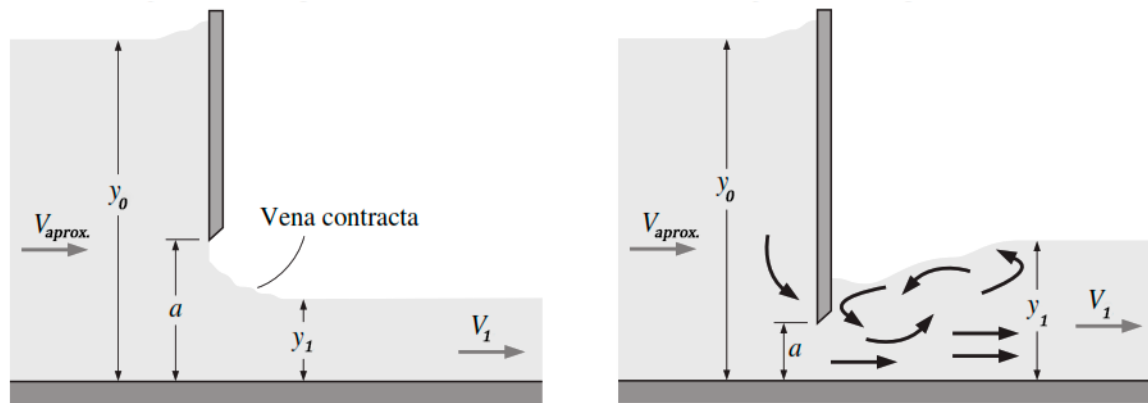
- Entender de manera práctica como ocurre el flujo a través de una compuerta
- Obtener y comparar el caudal aforado con uno calculado

3. FUNDAMENTOS TEÓRICOS

Consiste en una placa móvil, plana o curva que al levantarse permite graduar la altura del orificio que se va descubriendo. La principal función que posee esta estructura es ayudar en el control de flujo de un sistema hidráulico.

Se puede tener dos tipos de flujo bajo una compuerta, de efluente libre o de efluente ahogado. El efluente libre se produce cuando la descarga se produce a la atmósfera, el resalto hidráulico que se forma puede ser desplazado aguas abajo o después de la contracción al pasar por la compuerta; el efluente ahogado se produce cuando el chorro de la descarga se sumerge por debajo del flujo produciendo un resalto hidráulico sumergido o desplazado aguas arriba. En la figura a continuación se observan los tipos de efluentes.

Figura 1. Efluentes Libre y Sumergido en una Compuerta.



Fuente: Çengel & Cimbala (2010)

El caudal que pasa por la compuerta dependerá en general de las profundidades de las aguas arriba y abajo, esto se lo determina mediante la siguiente ecuación:

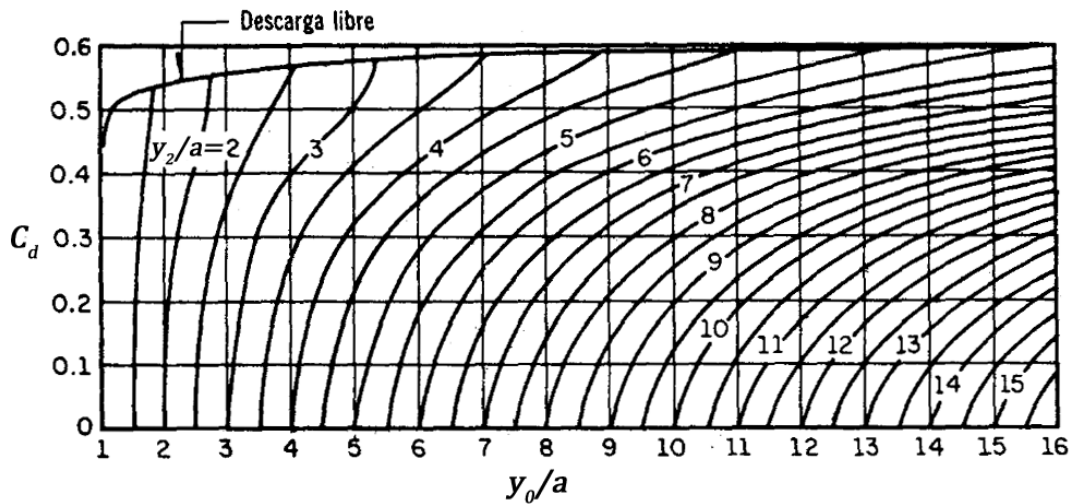
$$Q = C_d ab \sqrt{2gy_0}$$

Donde:

- C_d : Coeficiente de descarga;
- b : Ancho del canal;
- a : Altura total en la abertura de la compuerta;
- y_0 : Profundidad de flujo aguas arriba, antes de la compuerta.

Para hallar el valor del coeficiente de descarga se utiliza la siguiente gráfica para compuertas verticales, la que depende de la altura aguas arriba y de la altura en la abertura de la compuerta:

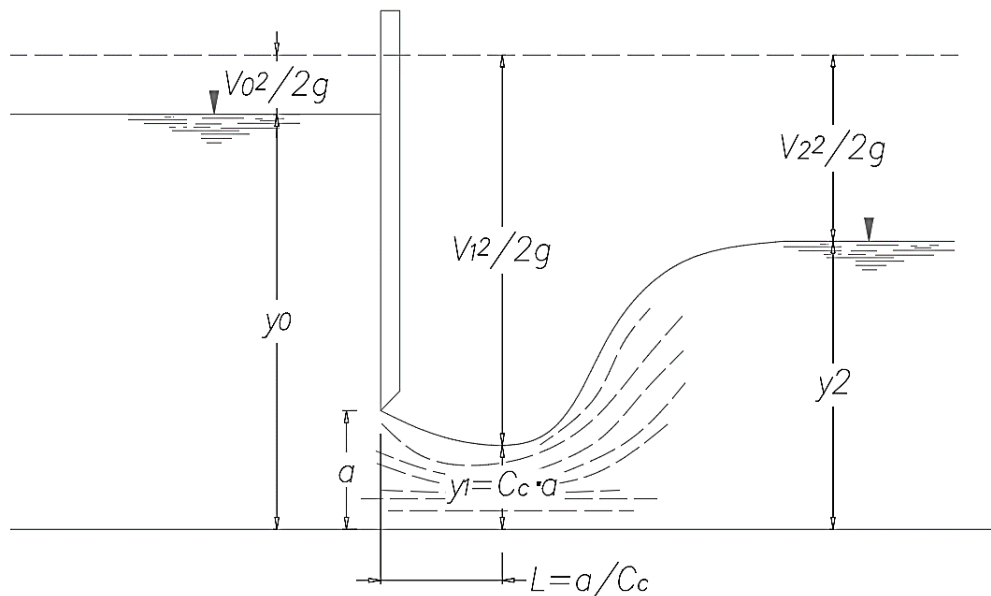
Figura 2. Coeficiente De Descarga En Compuertas Verticales.



Fuente: Cadavid (2006, pág. 178)

Por lo general se utiliza la curva de descarga libre como indica la figura. Sin embargo, cuando la descarga es sumergida y el resalto se desplaza aguas arriba en la salida de la compuerta, el problema de determinar el coeficiente de descarga depende también de la profundidad de flujo aguas abajo en el canal y por ello se introducen curvas adicionales que dependen de estas variables.

Figura 3. Alturas de una Compuerta.



Fuente: Sotelo Ávila (Hidráulica de Canales, 2002)

La altura de la contracción depende especialmente abertura de la compuerta, así como de un coeficiente de contracción para tomar en cuenta lo antes descrito (Sotelo Ávila, Hidráulica General, 1997). Para determinar el coeficiente de contracción se utiliza la ecuación empírica de Brooke (Sotelo Ávila, Hidráulica de Canales, 2002), la cual es aplicable para compuertas planas verticales:

$$C_c = 0,611 \left[1 - 0,895 \frac{a}{y_0} + 0,0893 \frac{a^2}{y_0^2} + 0,0074 \frac{a^3}{y_0^3} \right]$$

Donde:

- C_c : Coeficiente de Contracción.

Con esta ecuación se obtiene el valor de la sección contracta:

$$y_1 = C_c a$$

Además, se puede determinar la distancia entre la descarga de la compuerta y la sección contracta:

$$L = \frac{a}{C_c}$$

Se presenta además una manera adicional de hallar el coeficiente de descarga a partir del coeficiente de contracción (Sotelo Ávila, Hidráulica de Canales, 2002):

$$C_d = \frac{C_c}{\sqrt{1 + \left(C_c \frac{a}{y_0} \right)^2}}$$

4. EQUIPO

- Canal del laboratorio;
- Compuerta;
- Medidor de profundidad.

5. PROCEDIMIENTO

- 5.1. Se toman medidas de la geometría del canal.
- 5.2. Se coloca la compuerta a la altura deseada y se pone en funcionamiento la bomba.
- 5.3. Una vez que se estabilice la altura aguas arriba de la compuerta, se toma esa medida (y_0).

5.4. Con la relación y/a , se obtiene el coeficiente de descarga y se procede a calcular el caudal que fluye por la compuerta.

5.5. Se realiza el mismo procedimiento variando las aberturas en la compuerta.

5.6. Los datos se anotan en las tablas ubicadas en el registro de datos.

RESULTADOS

- Obtenga las medidas correctas del canal.
- Medir y como se lo describe en el procedimiento y calcular la relación con a que se refiere a la apertura de la puerta.
- Con esta relación se ingresa a la tabla que se encuentra en la teoría para obtener el coeficiente de descarga.
- Utilice la ecuación. para obtener el caudal.

6. CONCLUSIONES

- Indique las dificultades encontradas al realizar el trabajo con el equipo de laboratorio.
- Enseñe las dificultades encontradas al realizar los cálculos para obtener los resultados requeridos en la práctica.

7. RECOMENDACIONES

- ¿Podría haber alguna metodología para realizar la práctica de una manera más eficiente?
- ¿Qué factores podría encontrar usted que influyan en el resultado de la práctica y que se puede proponer para mejorarlos?

8. BIBLIOGRAFÍA

Cadavid, J. (2006). *Hidráulica de Canales: Fundamentos*. Antioquia: Fondo Editorial Universidad EAFIT.

Çengel, Y., & Cimbala, J. (2010). *Mecánica de Fluidos: Fundamentos y Aplicaciones*. México D.F.: McGraw Hill Interamericana Editores.

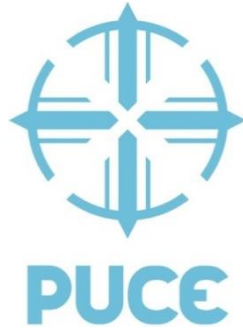
Sotelo Avila, G. (1997). *Hidráulica General*. México D.F.: LIMUSA S.A.

9. REGISTRO DE DATOS

Tabla 1. Tabla de Registro de Datos para Compuertas

	a	y0	yo/a	Cd	Q
1					
2					
3					
4					
5					
6					
7					
8					

Fuente: Elaboración Propia.



PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL ECUADOR

FACULTAD DE INGENIERÍA

CARRERA DE CIVIL

LABORATORIO DE HIDRÁULICA

GUÍA DE PRÁCTICAS DEL LABORATORIO

PRÁCTICA #5

1. TEMA: RESALTO HIDRÁULICO

2. OBJETIVOS:

2.1. OBJETIVO GENERAL

- Observar y comprender en qué condiciones se produce un salto hidráulico simple.

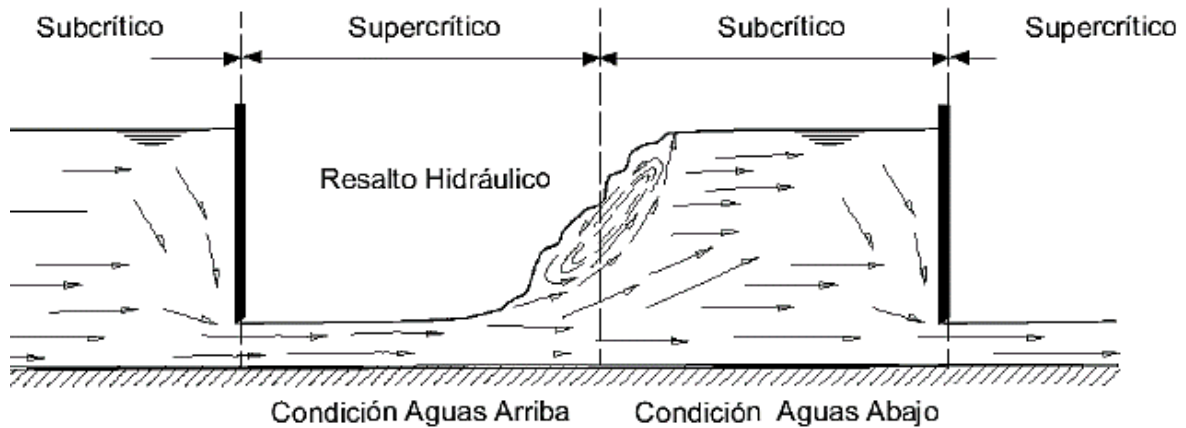
2.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Comprender la aplicación práctica de un resalto hidráulico en estructuras como un dissipador de energía;
- Determinar las condiciones necesarias para la formación del resalto hidráulico;
- Clasificar al resalto hidráulico, así como caracterizar al mismo por sus diferentes parámetros.

3. FUNDAMENTOS TEÓRICOS

El resalto hidráulico es conocido como un fenómeno local, el cual se da cuando existe un cambio en la profundidad del agua de un nivel bajo a uno mayor, este es producido por barreras en el flujo originalmente uniforme, y genera la formación de remolinos turbulentos donde el régimen de flujo se transforma de supercrítico (aguas arriba) a subcrítico (aguas abajo).

Figura 1. Esquema De Un Resalto Hidráulico.



Fuente: Sotelo Ávila (2002, pág. 273)

Para determinar la altura conjugada después del resalto se utiliza la siguiente ecuación:

$$\frac{y_2}{y_1} = \frac{1}{2} \left(\sqrt{1 + 8F_1^2} - 1 \right)$$

Donde:

- y_1 : Profundidad de flujo en la sección contracta;
- y_2 : Profundidad del resalto aguas abajo;
- F_1 : Número de Froude.

Clasificación

El U.S. Bureau of Reclamation realizó ensayos para determinar las propiedades del resalto hidráulico, se llegó a clasificar por el número de Froude. Este debe ser mayor que uno, pues si $F=1$, el flujo será crítico y el resalto no llegará a formarse, debido a que las alturas conjugadas serán iguales (Sotelo Ávila, Hidráulica de Canales, 2002).

La clasificación dada por *U.S. Bureau of Reclamation* (1987) será descrita a continuación:

- **Resalto Ondulante.** Donde $1 \leq F \leq 1,7$, la característica es que en la superficie se pueden observar ondulaciones que se generan por este resalto.

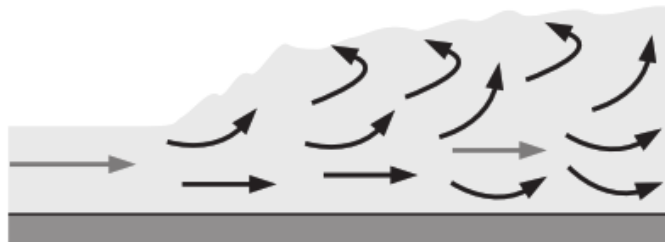
Figura 2. Resalto Ondulante.



Fuente: Çengel & Cimbala (2010, pág. 712)

- **Resalto Débil.** Donde $1,7 \leq F \leq 2,5$, se generan remolinos sobre la superficie del resalto, la velocidad a través de la sección se mantiene constante y posee una baja pérdida de energía.

Figura 3. Resalto Débil,



Fuente: Çengel & Cimbala (2010, pág. 712)

- **Resalto Oscilante.** Donde $2,5 \leq F \leq 4,5$, se genera un chorro oscilante, estas oscilaciones producen ondas grandes con períodos irregulares que generan daños a estructuras hidráulicas aguas abajo.

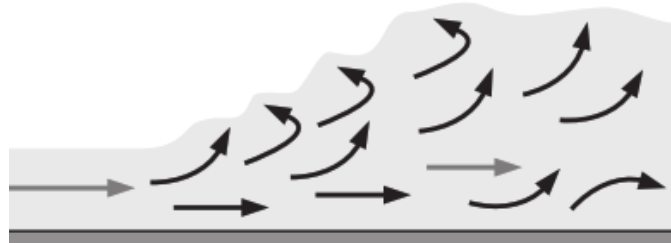
Figura 4. Resalto Oscilante.



Fuente: Çengel & Cimbala (2010, pág. 712)

- Resalto Estable. Donde $4,5 \leq F \leq 9$, la profundidad que se tenga aguas abajo no influenciará mucho en la acción y posición que tenga el resalto. Posee el mejor comportamiento comparado con los demás tipos de resalto, y disipa de forma eficiente entre el 45% y 70% de la energía.

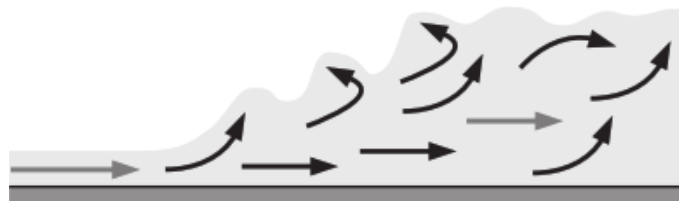
Figura 5. Resalto Estable.



Fuente: Çengel & Cimbala (2010, pág. 712)

- Resalto Fuerte. Donde $9 \leq F$, se genera un chorro con una alta velocidad que impacta con paredes de agua generadas por el mismo resalto, generando así ondas fuertes aguas abajo; sin embargo, este resalto es mejor disipando energía pues lo hace en un porcentaje alrededor del 85%.

Figura 6. Resalto Fuerte.



Fuente: Çengel & Cimbala (2010, pág. 712)

Características del Resalto

f. Pérdida de energía.

Se refiere a la diferencia de las energías específicas inicial y final.

$$\Delta E = E_1 - E_2 = \frac{(y_2 - y_1)^3}{4y_1y_2} \quad (0-1)$$

Donde:

- ΔE : Pérdida de energía;
- E_1 : Energía específica inicial;
- E_2 : Energía específica final;
- y_1 : Profundidad antes del resalto;
- y_2 : Profundidad después del resalto.

g. Eficiencia

Se define como la relación entre la energía específica final e inicial. Se la representa con la siguiente ecuación:

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

Donde:

- E_1 : Energía específica inicial;
- E_2 : Energía específica final;
- F_1 : Número de Froude en la sección antes del resalto.

h. Altura del resalto.

Se conoce como la diferencia entre las alturas antes y después del resalto. Se la representa como:

$$h_j = y_2 - y_1$$

Donde:

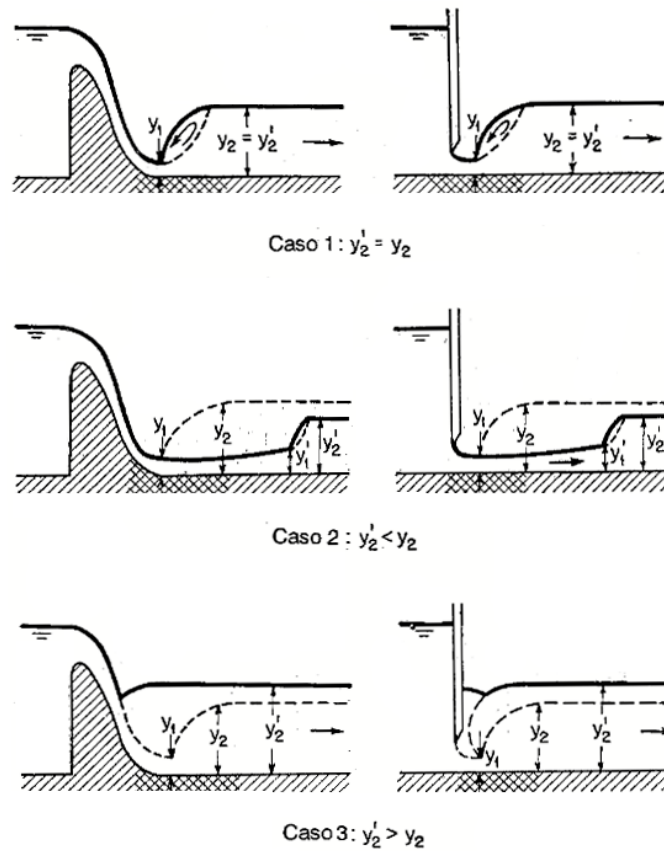
- y_1 : Profundidad antes del resalto
- y_2 : Profundidad después del resalto

i. Posición del resalto.

La localización del resalto depende de la profundidad del flujo aguas abajo en el canal y_2' , la cual es independiente de la altura conjugada y_2 . La profundidad aguas abajo en el canal depende únicamente de las propiedades del canal como su geometría, material de revestimiento, pendiente y de obstáculos aguas abajo en el canal.

Se pueden dar tres posiciones del resalto, tomando como punto de referencia la salida de la estructura que lo produce, las cuales se representan en la siguiente figura:

Figura 7. Casos Posibles de la Localización del Resalto Hidráulico.



Fuente: Chow (1994)

4. EQUIPO

- Canal del laboratorio;
- Regla o flexómetro;
- Medidor de profundidad.

5. PROCEDIMIENTO

- 5.1. Encender la boba y medir el volumen de agua que la bomba registra en un determinado tiempo para calcular el caudal.
- 5.2. Colocar el accesorio con el que se va a trabajar ya sea la compuerta, el vertedero o ambos.
- 5.3. Nivelar y calibrar todos los instrumentos de medición del canal.
- 5.4. Encender la bomba y con la ayuda de los elementos de medición que posee el canal.

- 5.5. Medir la altura y_1 y y_2 del resalto.
- 5.6. Medir la longitud del resalto una vez que se haya estabilizado.
- 5.7. Con estos datos calcular el número de Froude, la variación de energía y la eficiencia del resalto.
- 5.8. En base a la teoría y con su criterio determinar el tipo de resalto que se produce y como la pendiente hace que este varíe.
- 5.9. Aumente progresivamente la pendiente del canal hasta la pendiente máxima permitida en el modelo y anotar los datos mencionados en los puntos anteriores.

6. RESULTADOS

- Medirlas alturas conjugadas del canal.
- Determinar el número de Froude.
- Obtener la longitud del resalto una vez que se haya estabilizado y determinar el tipo de resalto.
- Calcular la eficiencia y la diferencia de energía, esto también deberá ser anotado en la tabla de resultados.

7. CONCLUSIONES

- Indique las dificultades encontradas al realizar el trabajo con el equipo de laboratorio
- Enseñe las dificultades encontradas al realizar los cálculos para obtener los resultados requeridos en la práctica

8. RECOMENDACIONES

- ¿Podría haber alguna metodología para realizar la práctica de una manera más eficiente?
- ¿Qué factores podría encontrar usted que influyan en el resultado de la práctica y que se puede proponer para mejorarlos?

9. BIBLIOGRAFÍA

Sotelo Avila, G. (2002). *Hidráulica de Canales*. México D.F.: Universidad Autónoma de México.

Streeter, V., Wylie, B., & Bedford, K. (2000). *Mecánica de Fluidos*. Santafé de Bogotá: McGraw-Hill Interamericana S.A.

Tamburrino, A. (11 de noviembre de 2013). Teoría de Modelos. Santiago, Santiago, Chile: Universidad de Chile.

U.S. Bureau of Reclamation. (1987). *Design of Small Dams*. Washington, DC: Water Resources.

10. REGISTRO DE DATOS

Tabla 82 I. Características del Resalto.

	y1(m)	y2(m)	V1(m)	L(cm)	F	ΔE(cm)	Efic.	Tipo de Resalto
1								
2								
3								
4								
5								

Fuente: Elaboración Propia.

A1.4. Verificación De Las Prácticas De Laboratorio.

A continuación, se colocarán los resultados de la experimentación para cada una de las prácticas. Estos resultados se pueden utilizar como referencia de los valores que se deben obtener en las diferentes prácticas, para los docentes:

- Práctica #1. Flujo en Canales Abiertos.

Tabla 83. Comprobación Práctica de Flujo en Canales Abiertos.

Nº	S (%)	y (m)	A (m²)	Rh (m)	n
1	1,4%	0,0101	0,0012	0,00863	0,00904
2	1,6%	0,0093	0,0011	0,00806	0,00853
3	1,8%	0,0092	0,0011	0,00800	0,00892
4	2,0%	0,0087	0,0010	0,00759	0,00853
5	4,0%	0,0075	0,0009	0,00669	0,00963
6	6,0%	0,0065	0,0008	0,00600	0,00921
<i>n</i> _{medio}					0,00898

Fuente: Elaboración Propia.

- Práctica #2. Energía Específica y Régimen de Flujo.

Tabla 84. Comprobación Práctica Energía Específica y Régimen de Flujo.

Registro Nº	S %	y m	A m²	V m/s	V²/2g m	y+V²/2g m
1	0,8%	0,0122	0,0015	0,457	0,011	0,023
2	1,0%	0,0109	0,0013	0,509	0,013	0,024
3	1,2%	0,0103	0,0012	0,541	0,015	0,025
4	1,4%	0,0101	0,0012	0,551	0,015	0,026
5	1,6%	0,0093	0,0011	0,596	0,018	0,027
6	1,8%	0,0092	0,0011	0,602	0,018	0,028

Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 85. Comprobación práctica Energía Específica y Régimen de Flujo.

Registro Nº	F	Régimen de Flujo
1	1,324	Supercrítico
2	1,551	Supercrítico
3	1,705	Supercrítico
4	1,751	Supercrítico
5	1,972	Supercrítico
6	2,000	Supercrítico

Fuente: Elaboración Propia.

- Práctica #3: Vertedero de Cimacio.

Tabla 86. Comprobación práctica Vertedero de Cimacio.

	L(m)	P(m)	to(m)	Ho= to - P	P/Ho	C	Q(m ³ /s)
1	0,12	0,10	0,11	0,01	10,00	2,319	0,00027
2	0,12	0,10	0,12	0,02	5,00	2,319	0,0007
3	0,12	0,10	0,13	0,03	3,33	2,264	0,001411
4	0,12	0,10	0,11	0,01	10,00	2,319	0,00028
5	0,12	0,10	0,12	0,02	5,00	2,319	0,00079
						Q	0,000708

Fuente: Elaboración Propia.

- Práctica #4: Compuertas.

Tabla 87. Comprobación Práctica Compuerta.

	a	yo	a/yo	Cd	Q
1	0,0050	0,0980	0,0510	0,6000	0,0005
2	0,0060	0,0840	0,0714	0,6000	0,0006
3	0,0070	0,0735	0,0952	0,5900	0,0006
4	0,0080	0,0690	0,1159	0,5850	0,0007
5	0,0090	0,0585	0,1538	0,5750	0,0007
6	0,0100	0,0474	0,2110	0,5650	0,0007
7	0,0110	0,0332	0,3313	0,5500	0,0006

Fuente: Elaboración Propia.

- Práctica #5: Resalto Hidráulico.

Tabla 88. Comprobación Práctica Resalto Hidráulico.

	y1(m)	y2(m)	V1(m)	L(cm)	F	ΔE(cm)	Eficiencia	Tipo de Resalto
1	0,0038	0,0254	1,4620	0,24	7,5721	0,0262	35%	Estable
2	0,00360	0,0265	1,5432	0,25	8,2118	0,0315	33%	Estable
3	0,00355	0,0258	1,5649	0,2	8,3859	0,0302	32%	Estable
4	0,00365	0,0275	1,5220	0,24	8,0436	0,0338	33%	Estable
5	0,0037	0,0260	1,5015	0,23	7,8811	0,0288	34%	Estable

Fuente: Elaboración Propia.