

UNIVERSIDAD PRIVADA ANTENOR ORREGO

FACULTAD DE INGENIERIA

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



**“ANÁLISIS DE PROBLEMAS HIDRÁULICOS, TIPOS DE
FLUJO Y ESTRUCTURAS DE AFORO MEDIANTE LA
CONSTRUCCIÓN DE SEIS EQUIPOS EXPERIMENTALES EN
EL CANAL DE PENDIENTE VARIABLE – UPAO”.**

**TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE
INGENIERO CIVIL**

Línea de Investigación: Hidráulica

AUTOR: Br. HEINER MIJAEL SIGÜENZA CORCUERA

ASESOR: MSc. MANUEL ENRIQUE GARCIA NARANJO BUSTOS

**TRUJILLO-PERÚ
2017**

Aprobación del Tutor:

Con conformidad y en cumplimiento de los requisitos estipulados en el Reglamento de Grados y Títulos de la Universidad Privada Antenor Orrego, es grato poner a vuestra consideración, el presente trabajo de investigación titulado: “ANÁLISIS DE PROBLEMAS HIDRÁULICOS, TIPOS DE FLUJO Y ESTRUCTURAS DE AFORO MEDIANTE LA CONSTRUCCIÓN DE SEIS EQUIPOS EXPERIMENTALES EN EL CANAL DE PENDIENTE VARIABLE – UPAO”, con el propósito de obtener el Título Profesional de Ingeniero Civil.

El contenido de la presente tesis ha sido desarrollado considerando aplicación de conocimientos adquiridos durante la formación profesional en la universidad, consulta de fuentes bibliográficas especializadas y con la experiencia del asesor.

MSc. Manuel Enrique García Naranjo Bustos

ASESOR

UNIVERSIDAD PRIVADA ANTONOR ORREGO
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

TESIS

ANÁLISIS DE PROBLEMAS HIDRÁULICOS, TIPOS DE FLUJO Y
ESTRUCTURAS DE AFORO MEDIANTE LA CONSTRUCCIÓN DE SEIS
EQUIPOS EXPERIMENTALES EN EL CANAL DE PENDIENTE
VARIABLE – UPAO.

JURADO

Ing. Fidel Germán, Sagastegui Plascencia

CIP: 32720

PRESIDENTE

Ing. José Luis, Serrano Hernández

CIP: 54464

SECRETARIO

Ing. Rolando, Ochoa Zevallos

CIP: 9133

VOCAL

Ing. Manuel Enrique, García Naranjo Bustos

CIP: 21807

ASESOR

DEDICATORIA

El presente trabajo está dedicado en especial a mis padres Ismael Sigüenza y Victoria Corcuera, y mis hermanos, que gracias a sus enseñanzas y esfuerzos, me han sabido inculcar.

A los docentes, que gracias a sus conocimientos en las aulas me dieron una educación superior aprovechable.

AGRADECIMIENTO

Agradezco en primer lugar a Dios. A mi asesor Msc. Manuel Enrique García Naranjo Bustos, por su tiempo y por sus pautas para la realización de la tesis.

A los jurados Ing. Fidel Sagastegui, Ing. José Serrano y Ing. Rolando Ochoa, por tomarse el tiempo de revisar el proyecto y por sus consejos.

Por último, a mis amigos y compañeros que me ayudaron de forma desinteresada en la ejecución del proyecto.

RESUMEN

Ante la importancia que representa el estudio de problemas hidráulicos y el comportamiento de los flujos ante estructuras hidráulicas en canales.

Se presenta este trabajo de investigación, donde se aplica la medición de caudales, el análisis del comportamiento de la energía específica, la clasificación de los tipos de flujos; para las diferentes condiciones que se pueden presentar en las estructuras de aforamiento.

Es por tal, que primero analizamos de forma experimental el funcionamiento que tiene dichos equipos, ayudados por un canal artificial con pendiente variable, ubicado en el laboratorio de Hidráulica, de la Universidad Privada Antenor Orrego, usando un rango de caudales entre 4.26 lt/s a 22.6 lt/s.

Los equipos experimentales que se construyeron fueron los siguientes: para la medición de caudales, se consideró un Vertedero tipo Cipolletti, un Orificio de pared delgada y un Aforador Parshall, para el estudio de energía específica, se construyó un Aforador Venturi y un Vertedero de Pared Gruesa y para el estudio de los tipos de flujo se fabricó un Vertedero tipo Crump.

Sobre la base de la formulación teórica existente y los resultados experimentales obtenidos, se propone un método para encontrar las ecuaciones de calibración propias de los equipos construidos. Además se presenta la comparación de los resultados entre ambos métodos, para así obtener un mejor criterio sobre cuál utilizar. Presentándose las siguientes ecuaciones para la medición de caudales para cada equipo construido:

- Vertedero Cipolletti : $Q_{generado} = 0.5662 * H^{1.4077}$
- Orificio de pared delgada : $Q_{generado} = 1.9856 * H^{0.5722}$
- Aforador Parshall : $Q_{generado} = 0.2261 H_a^{1.5393}$
- Aforador Venturi : $Q_{generado} = 0.2065 H_o^{1.5064}$

- Vertedero de pared gruesa : $Q_{generado} = 0.5236 H^{1.461}$
- Vertedero tipo Crump : $Q_{generado} = 0.4266 h^{1.6643}$

Dónde: los valores de H, H_a, H_o y h, son las alturas de carga de agua medidas al principio de cada equipo. Estas ecuaciones muestran una buena aproximación a los valores de descarga medidos experimentalmente.

Además, se realizó el análisis de las condiciones críticas que presenta el aforador Venturi, en la sección más estrecha, donde se muestra las condiciones de tirante crítico y energía mínima, del mismo modo con el vertedero de pared gruesa, que muestra a una proximidad de 15 cm desde el inicio del vertedero, estas condiciones.

Con el vertedero tipo Crump se logró visualizar perfiles tipo M1, C1, S1 de acuerdo a como iba aumentando la pendiente del canal, y los resultados se compararon con los métodos teóricos existentes.

Por último, se elaboraron guías didácticas experimentales, a partir de los análisis realizados, los cuales ayudaran a los estudiantes a comprender mejor los fenómenos hidráulicos de una forma didáctica; y haciendo uso de dispositivos que pueden ayudar a mejorar su experiencia profesional.

ABSTRACT

Given the importance that represents the study of hydraulic problems and behavior of flows to hydraulic structures in channels.

This research work makes the flow measurement, the analysis of the behavior of specific energy and the classification of the types of flows, for the various conditions that can occur in different types of water measurement structures.

It is by such that first is analyzed experimentally the operation that has these equipment, aided by an artificial channel with variable slope, located in the Hydraulic Laboratory of the Antenor Orrego Private University, using a flow range between 4.26 lt/s to 22.6 lt/s.

The experimental equipment that was constructed was the following: for the measurement of flows, we considered a Cipolletti Weir, a thin wall Orifice and a Parshall Flume; for the specific energy study, a Venturi Flume and a Broad Crested Weir was constructed and for the study of flow types was manufactured a Crump Weir.

Based on the existing theoretical formulation and the experimental results obtained, a method is formulated to find the calibration equations of the built equipment. They also compare the results between both methods, to obtain a better criterion on which to use. The following equations for the flow measurement for each equipment are shown below:

- Cipolletti Weir : $Q_{gen} = 0.5662 * H^{1.4077}$
- Orifice : $Q_{gen} = 1.9856 * H^{0.5722}$
- Parshall Flume : $Q_{gen} = 0.2261 H_a^{1.5393}$
- Venturi Flume : $Q_{gen} = 0.2065 H_o^{1.5064}$
- Broad Crested Weir : $Q_{gen} = 0.5236 H^{1.461}$

- Crump Weir : $Q_{gen} = 0.4266 h^{1.6643}$

Where: the values of H, Ha, Ho and h, are the discharge head measured at the beginning of each equipment. This equation showed good agreement with the measured values of discharge.

In addition, the analysis of the critical conditions presented by the venturi flume was performed in the narrower section, where the critical depth and minimum energy conditions are shown, in the same way with the Broad crested weir, which shows a proximity of 15 cm from the start of the weir, these conditions.

With the Crump landfill, profiles M1, C1 and S1 were visualized according to how the slope of the channel was increasing, and the results were compared with the existing theoretical methods.

Finally, experimental didactic guides were developed based on the analyzes carried out, which will help students to better understand the hydraulic phenomena in a didactic way; and making use of devices that can help improve your work experience.

INDICE DE CONTENIDOS

DEDICATORIA	III
AGRADECIMIENTO	IV
RESUMEN	V
ABSTRACT	VII
INDICE DE CONTENIDOS	IX
INDICE DE TABLAS	XII
INDICE DE GRÁFICAS	XVII
INDICE DE FIGURAS	XXI
INTRODUCCION	1
CAPITULO I: ASPECTOS GENERALES	3
1.1. ANTECEDENTES	4
1.2. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	7
1.2.1. FORMULACION DE PROBLEMA	7
1.3. OBJETIVOS	8
1.3.1. Objetivo General	8
1.3.2. Objetivo Especifico	8
1.4. ALCANCE	9
1.5. JUSTIFICACION DEL PROBLEMA	9
CAPITULO 2: MARCO TEORICO	11
2.1. Canales abiertos.	12
2.2. Energía Específica	13
2.3. Tipos de Flujo	14
2.4. Estructuras de Aforo	18
2.5. Metodos de medicion en secciones críticas	19
CAPITULO III: MATERIALES Y METODOS	43
3.1. MATERIAL	44
3.2. METODOS	44
3.3. EQUIPAMIENTO EXPERIMENTAL	44

3.3.1. Canal de pendiente variable de la UPAO	44
3.4. DISEÑO Y CONSTRUCCION DE LOS EQUIPOS	
EXPERIMENTALES	47
3.4.1. Vertedero de pared delgada tipo Cipolletti	47
3.4.2. Vertedero de pared gruesa	49
3.4.3. Vertedero de cresta ancha tipo Crump.	51
3.4.4. Orificio de pared delgada.....	53
3.4.5. Aforador o Canaleta Parshall.....	54
3.4.6. Aforador o Canaleta Venturi.	56
CAPITULO IV: DESARROLLO Y RESULTADOS	58
4.1. ALCANCES Y PROCEDIMIENTO	59
4.1.1. ALCANCES	59
4.1.2. PROCEDIMIENTO.....	59
4.2. OBSERVACIONES DE LOS ENSAYOS CON LOS EQUIPOS.....	61
4.2.1. OBJETIVO N°01: Medición de Caudales.....	61
4.2.2. OBJETIVO N°02: Medición de Energía Específica.....	68
4.2.3. OBJETIVO N°03: Tipos de Flujo: Flujo Gradualmente Variado.	84
CAPITULO V: DISCUSIÓN DE RESULTADOS.....	96
5.1. ALCANCE.....	97
5.2. MEDICIÓN DE CAUDALES.....	97
5.2.1. Vertedero Cipolletti.....	97
5.2.2. Orificio de pared delgada	109
5.2.3. Aforador Parshall.....	115
5.3. ANALISIS DE ENERGIA ESPECÍFICA	121
5.3.1. Aforador Venturi	121
5.3.2. Vertedero de pared gruesa	146

5.4. ANALISIS DE TIPOS DE FLUJO – FLUJO GRADUALMENTE VARIADO.....	168
5.4.1. Vertedero tipo Crump.....	168
CONCLUSIONES	207
RECOMENDACIONES	213
REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS	215
ANEXOS	217

INDICE DE TABLAS

TABLA 2.5. 1: Coeficientes en vertederos de cresta ancha.....	28
TABLA 2.5. 2: Tamaño del medidor W-Descarga libre-Sumersión	38
TABLA 2.5. 3: Diseños estándar de Aforadores Parshall, características hidráulicas.....	38
TABLA 4. 1: MEDICIÓN 1	62
TABLA 4. 2: MEDICIÓN 2.....	62
TABLA 4. 3: MEDICIÓN 3.....	62
TABLA 4. 4: MEDICIÓN 4.....	63
TABLA 4. 5: MEDICIÓN 5.....	63
TABLA 4. 6: MEDICIÓN 6.....	63
TABLA 4. 7: MEDICIÓN 7.....	65
TABLA 4. 8: MEDICIÓN 8.....	65
TABLA 4. 9: MEDICIÓN 9.....	65
TABLA 4. 10: MEDICIÓN 10.....	67
TABLA 4. 11: MEDICIÓN 11.....	67
TABLA 4. 12: MEDICIÓN 12.....	69
TABLA 4. 13: MEDICIÓN 13.....	69
TABLA 4. 14: MEDICIÓN 14.....	70
TABLA 4. 15: MEDICIÓN 15.....	70
TABLA 4. 16: MEDICIÓN 16.....	71
TABLA 4. 17: MEDICIÓN 17.....	71
TABLA 4. 18: MEDICIÓN 18.....	72
TABLA 4. 19: MEDICIÓN 19.....	72
TABLA 4. 20: MEDICIÓN 20.....	73
TABLA 4. 21: MEDICIÓN 21.....	73
TABLA 4. 22: MEDICIÓN 22.....	74
TABLA 4. 23: MEDICIÓN 23.....	74
TABLA 4. 24: MEDICIÓN 24.....	75
TABLA 4. 25: MEDICIÓN 25.....	75

TABLA 4. 26: MEDICIÓN 26.....	77
TABLA 4. 27: MEDICIÓN 27.....	77
TABLA 4. 28: MEDICIÓN 28.....	78
TABLA 4. 29: MEDICIÓN 29.....	78
TABLA 4. 30: MEDICIÓN 30.....	78
TABLA 4. 31: MEDICIÓN 31.....	79
TABLA 4. 32: MEDICIÓN 32.....	80
TABLA 4. 33: MEDICIÓN 33.....	80
TABLA 4. 34: MEDICIÓN 34.....	80
TABLA 4. 35: MEDICIÓN 35.....	81
TABLA 4. 36: MEDICIÓN 36.....	82
TABLA 4. 37: MEDICIÓN 37.....	82
TABLA 4. 38: MEDICIÓN 38.....	83
TABLA 4. 39: MEDICIÓN 39.....	83
TABLA 4. 40: MEDICIÓN 40.....	85
TABLA 4. 41: MEDICIÓN 41.....	85
TABLA 4. 42: MEDICIÓN 42.....	86
TABLA 4. 43: MEDICIÓN 43.....	86
TABLA 4. 44: MEDICIÓN 44.....	87
TABLA 4. 45: MEDICIÓN 45.....	87
TABLA 4. 46: MEDICIÓN 46.....	88
TABLA 4. 47: MEDICIÓN 47.....	88
TABLA 4. 48: MEDICIÓN 48.....	89
TABLA 4. 49: MEDICIÓN 49.....	89
TABLA 4. 50: MEDICIÓN 50.....	90
TABLA 4. 51: MEDICIÓN 51.....	90
TABLA 4. 52: MEDICIÓN 52.....	91
TABLA 4. 53: MEDICIÓN 53.....	91
TABLA 4. 54: MEDICIÓN 54.....	92
TABLA 4. 55: MEDICIÓN 55.....	92
TABLA 4. 56: MEDICIÓN 56.....	93
TABLA 4. 57: MEDICIÓN 57.....	93

TABLA 4. 58: MEDICIÓN 58.....	94
TABLA 4. 59: MEDICIÓN 59.....	94
TABLA 4. 60: MEDICIÓN 60.....	95
TABLA 5. 1: Logaritmos de caudales reales y altura de carga.	98
TABLA 5. 2: Caudales reales y generados con la ecuación de calibración.	99
TABLA 5. 3: Caudal real y teórico.....	100
TABLA 5. 4: Comparación de caudales	101
TABLA 5. 5: Logaritmos de caudales reales y altura de carga	102
TABLA 5. 6: Caudales reales y generados con la ecuación de calibración	103
TABLA 5. 7: Caudal real y teórico.....	104
TABLA 5. 8: Comparación de caudales	105
TABLA 5. 9: Cálculo del caudal teórico.....	106
TABLA 5. 10: Cálculo del caudal teórico.....	107
TABLA 5. 11: Cálculos obtenidos para el orificio de 10.5 cm.....	109
TABLA 5. 12: Comparación del caudal teórico y corregido.....	110
TABLA 5. 13: Logaritmos de caudales reales y altura de carga.....	111
TABLA 5. 14: Caudales reales y generados con la ecuación de calibración.....	112
TABLA 5. 15: Calculo del caudal teórico.....	113
TABLA 5. 16: Cálculo del caudal teórico.....	114
TABLA 5. 17: Caudales corregidos y reales	114
TABLA 5. 18: Logaritmos de H_a y Q_r	115
TABLA 5. 19: Comparación de caudales reales y generados con ecuación calibrada	117
TABLA 5. 20: Caudal real y teórico.....	118
TABLA 5. 21: Comparación de caudales	119
TABLA 5. 22: Valor de sumersión de datos ensayados, Compuerta: 12.5 cm.....	120
TABLA 5. 23: Logaritmos de H_o y Q_r	121

TABLA 5. 24: Comparación de caudales reales y generados con ecuación calibrada	122
TABLA 5. 25: Caudal teórico manual y comparación con el caudal real	123
TABLA 5. 26: Caudales corregidos.....	124
TABLA 5. 27: Caudal teórico manual y comparación con el caudal real	124
TABLA 5. 28: Caudales corregidos	125
TABLA 5. 29: Cuadro para generar curva E vs y	128
TABLA 5. 30: Cuadro para generar curva E vs y	130
TABLA 5. 31: Cuadro para generar curva E vs y	132
TABLA 5. 32: Cuadro para generar curva E vs y	135
TABLA 5. 33: Cuadro para generar curva E vs y	138
TABLA 5. 34: Cuadro para generar curva E vs y	139
TABLA 5. 35: Cuadro para generar curva E vs y	142
TABLA 5. 36: Logaritmos de H y Qr.....	146
TABLA 5. 37: Comparación de caudales reales y generados con ecuación calibrada	147
TABLA 5. 38: Caudal teórico manual y comparación con el caudal real	148
TABLA 5. 39: Caudales corregidos.....	149
TABLA 5. 40: Resultados de Energía Especifica	150
TABLA 5. 41: Resultados de Energía Especifica	152
TABLA 5. 42: Resultados de Energía Especifica	155
TABLA 5. 43: Resultados de Energía Especifica	157
TABLA 5. 44: Resultados de Energía Especifica	159
TABLA 5. 45: Resultados de Energía Especifica	161
TABLA 5. 46: Resultados de Energía Especifica	164
TABLA 5. 47: Logaritmos de h y Qr	168
TABLA 5. 48: Comparación de caudales reales y generados con ecuación calibrada	169
TABLA 5. 49: Valores de Cv	170
TABLA 5. 50: Caudal teórico manual y comparación con el caudal real	171
TABLA 5. 51: Caudales corregidos	172
TABLA 5. 52: Caudal teórico manual y comparación con el caudal real	172

TABLA 5. 53: Caudales corregidos.....	173
TABLA 5. 54: Tirante normal y critico	175
TABLA 5. 55: Tipos de perfiles de flujo.....	176
TABLA 5. 56: Comparación de resultados: So: 0.5%, Q= 6.053 lt/s	188
TABLA 5. 57: Comparación de resultados: So: 0.5%, Q= 10.566 lt/s ...	188
TABLA 5. 58: Comparación de resultados: So: 0.5%, Q= 11.901 lt/s ...	189
TABLA 5. 59: Comparación de resultados: So: 0.5%, Q= 15.006 lt/s ...	189
TABLA 5. 60: Comparación de resultados: So: 0.5%, Q= 16.857 lt/s ...	190
TABLA 5. 61: Comparación de resultados: So: 0.5%, Q= 18.740 lt/s ...	190
TABLA 5. 62: Comparación de resultados: So: 0.5%, Q= 20.510 lt/s ...	191
TABLA 5. 63: Comparación de resultados: So: 1.0%, Q= 6.053 lt/s	191
TABLA 5. 64: Comparación de resultados: So: 1.0%, Q= 10.566 lt/s ...	192
TABLA 5. 65: Comparación de resultados: So: 1.0%, Q= 11.901 lt/s ...	192
TABLA 5. 66: Comparación de resultados: So: 1.0%, Q= 15.006 lt/s ...	193
TABLA 5. 67: Comparación de resultados: So: 1.0%, Q= 16.857 lt/s ...	193
TABLA 5. 68: Comparación de resultados: So: 1.0%, Q= 18.740 lt/s ...	194
TABLA 5. 69: Comparación de resultados: So: 1.0%, Q= 20.510 lt/s ...	194
TABLA 5. 70: Comparación de resultados: So: 1.5%, Q= 6.053 lt/s	195
TABLA 5. 71: Comparación de resultados: So: 1.5%, Q= 10.566 lt/s ...	195
TABLA 5. 72: Comparación de resultados: So: 1.5%, Q= 11.901 lt/s ...	196
TABLA 5. 73: Comparación de resultados: So: 1.5%, Q= 15.006 lt/s ...	196
TABLA 5. 74: Comparación de resultados: So: 1.5%, Q= 16.857 lt/s ...	197
TABLA 5. 75: Comparación de resultados: So: 1.5%, Q= 18.740 lt/s ...	197
TABLA 5. 76: Comparación de resultados: So: 1.5%, Q= 20.510 lt/s ...	198
TABLA 5. 77: RESUMEN DE RESULTADOS.....	206

INDICE DE GRÁFICAS

GRÁFICA 2.5. 1: Coeficientes de velocidad, contracción y de descarga.	34
GRAFICA 5. 1: logaritmos de altura de carga contra caudales.	98
GRAFICA 5. 2: Curva de calibración.	99
GRAFICA 5. 3: Determinación del coeficiente descarga.	101
GRAFICA 5. 4: Comparación de Caudales	102
GRAFICA 5. 5: Logaritmos de altura de carga contra caudales.	103
GRAFICA 5. 6: Curva de calibración.	104
GRAFICA 5. 7: Determinación del coeficiente descarga.	105
GRAFICA 5. 8: Comparación de Caudales	106
GRAFICA 5. 9: Determinación del factor de corrección	107
GRAFICA 5. 10: Determinación del factor de corrección	108
GRAFICA 5. 11: Correlación orificio de 10.5 cm	110
GRAFICA 5. 12: Deducción de la ecuación para orificio de 10.5 cm	111
GRAFICA 5. 13: Comparación de Caudales	112
GRAFICA 5. 14: Determinación del Coeficiente de descarga	114
GRAFICA 5. 15: Logaritmos de caudales y alturas de carga	116
GRAFICA 5. 16: Alturas y caudales	117
GRAFICA 5. 17: Curva de calibración del aforador Parshall.	118
GRAFICA 5. 18: Determinación del factor de corrección	119
GRAFICA 5. 19: Comparación de caudales.	120
GRAFICA 5. 20: $\log H_a$ vs $\log Q_r$.	122
GRAFICA 5. 21: Correlación caudal teórico y real	123
GRAFICA 5. 22: Curva de calibración.	125
GRAFICA 5. 23: Comparación de Caudales calculados	126
GRAFICA 5. 24: E vs y.	128
GRAFICA 5. 25: Energía Aguas Arriba	129
GRAFICA 5. 26: Energía Aguas Abajo.	129
GRAFICA 5. 27: E vs y.	130
GRAFICA 5. 28: Energía Aguas Arriba	131
GRAFICA 5. 29: Energía Aguas Abajo	131

GRAFICA 5. 30: E vs y.....	133
GRAFICA 5. 31: Energía Aguas Arriba	133
GRAFICA 5. 32: Energía Aguas Abajo.....	134
GRAFICA 5. 33: Energía Aguas Arriba	134
GRAFICA 5. 34: Energía Aguas Abajo.....	135
GRAFICA 5. 35: E vs y.....	136
GRAFICA 5. 36: Energía Aguas Arriba	137
GRAFICA 5. 37: Energía Aguas Abajo.....	137
GRAFICA 5. 38: E vs y.....	138
GRAFICA 5. 39: E vs y.....	140
GRAFICA 5. 40: Energía Aguas Arriba	140
GRAFICA 5. 41: Energía Aguas Abajo.....	141
GRAFICA 5. 42: Energía Aguas Arriba	141
GRAFICA 5. 43: Energía Aguas Abajo.....	142
GRAFICA 5. 44: E vs y.....	143
GRAFICA 5. 24: Comparación de curvas “E vs y” en el aforador.....	144
GRAFICA 5. 46: Comparación “E vs y” Aforador sumergido.....	144
GRAFICA 5. 47: logH vs logQr.....	147
GRAFICA 5. 48: Correlación entre caudal teórico y real	148
GRAFICA 5. 49: Comparación de Caudales calculados	149
GRAFICA 5. 50: E vs y.....	151
GRAFICA 5. 51: Energía aguas arriba	151
GRAFICA 5. 52: Energía aguas abajo	152
GRAFICA 5. 53: E vs y.....	153
GRAFICA 5. 54: Energía aguas arriba	154
GRAFICA 5. 55: Energía aguas abajo	154
GRAFICA 5. 56: E vs y.....	155
GRAFICA 5. 57: Energía aguas arriba	156
GRAFICA 5. 58: Energía aguas abajo	156
GRAFICA 5. 59: E vs y.....	158
GRAFICA 5. 60: Energía aguas arriba	158
GRAFICA 5. 61: Energía aguas abajo	159

GRAFICA 5. 62: E vs y.....	160
GRAFICA 5. 63: Energía aguas arriba	160
GRAFICA 5. 64: Energía aguas abajo	161
GRAFICA 5. 65: E vs y.....	162
GRAFICA 5. 66: Energía aguas arriba	163
GRAFICA 5. 67: Energía aguas abajo	163
GRAFICA 5. 68: E vs y.....	165
GRAFICA 5. 69: Energía aguas arriba	165
GRAFICA 5. 70: Energía aguas abajo	166
GRAFICA 5. 71: Comparación de E vs y	166
GRAFICA 5. 72: Comparación de E vs y, flujo sumergido	167
GRAFICA 5. 73: logh vs logQr	169
GRAFICA 5. 74: Correlación entre caudal manual y caudal real.....	171
GRAFICA 5. 75: Curva de calibración.....	173
GRAFICA 5. 76: Comparación de Caudales calculados	174
GRAFICA 5. 77: Q: 6.053 lt/s, pendiente 0.5 % perfil M1.....	177
GRAFICA 5. 78: Q: 6.053 lt/s, pendiente 1.0 % perfil S1	177
GRAFICA 5. 79: Q: 6.053 lt/s, pendiente 1.5 % perfil S1	178
GRAFICA 5. 80: Q= 10.566 lt/s, pendiente 0.5 % perfil S1	178
GRAFICA 5. 81: Q= 10.566 lt/s, pendiente 1.0 % perfil S1	179
GRAFICA 5. 82: Q= 10.566 lt/s, pendiente 1.5 % perfil S1	179
GRAFICA 5. 83: Q= 11.901 lt/s, pendiente 0.5 % perfil S1	180
GRAFICA 5. 84: Q= 11.901 lt/s, pendiente 1.0 % perfil S1	180
GRAFICA 5. 85: Q= 11.901 lt/s, pendiente 1.5 % perfil S1	181
GRAFICA 5. 86: Q= 15.006 lt/s, pendiente 0.5 % perfil M1.....	181
GRAFICA 5. 87: Q= 15.006 lt/s, pendiente 1.0 % perfil S1	182
GRAFICA 5. 88: Q= 15.006 lt/s, pendiente 1.5 % perfil S1	182
GRAFICA 5. 89: Q= 16.857 lt/s, pendiente 0.5 % perfil M1.....	183
GRAFICA 5. 90: Q= 16.857 lt/s, pendiente.0 % perfil S1	183
GRAFICA 5. 91: Q= 16.857 lt/s, pendiente 1.5 % perfil S1	184
GRAFICA 5. 92: Q= 18.740 lt/s, pendiente 0.5 % perfil C1	184
GRAFICA 5. 93: Q= 18.740 lt/s, pendiente 1.0 % perfil S1	185

GRAFICA 5. 94: Q= 18.740 lt/s, pendiente 1.5 % perfil S1	185
GRAFICA 5. 95: Q= 20.510 lt/s, pendiente 0.5 % perfil M1.....	186
GRAFICA 5. 96: Q= 20.510 lt/s, pendiente 1.0 % perfil S1	186
GRAFICA 5. 97: Q= 20.510 lt/s, pendiente 1.5 % perfil S1	187
GRAFICA 5. 98: Comparación de métodos, So= 0.5%, Q= 6.053 lt/s...	199
GRAFICA 5. 99: Comparación de métodos, So= 0.5%, Q= 10.566 lt/s.	199
GRAFICA 5. 100: Comparación de métodos, So= 0.5%, Q= 11.901 lt/s	199
GRAFICA 5. 101: Comparación de métodos, So= 0.5%, Q= 15.006 lt/s	200
GRAFICA 5. 102: Comparación de métodos, So= 0.5%, Q= 16.857 lt/s	200
GRAFICA 5. 103: Comparación de métodos, So= 0.5%, Q= 18.740 lt/s	200
GRAFICA 5. 104: Comparación de métodos, So= 0.5%, Q= 20.510 lt/s	201
GRAFICA 5. 105: Comparación de métodos, So= 1.0%, Q= 6.053 lt/s.	201
GRAFICA 5. 106: Comparación de métodos, So= 1.0%, Q= 10.566 lt/s	201
GRAFICA 5. 107: Comparación de métodos, So= 1.0%, Q= 11.901 lt/s	202
GRAFICA 5. 108: Comparación de métodos, So= 1.0%, Q= 15.006 lt/s	202
GRAFICA 5. 109: Comparación de métodos, So= 1.0%, Q= 16.857 lt/s	202
GRAFICA 5. 110: Comparación de métodos, So= 1.0%, Q= 18.740 lt/s	203
GRAFICA 5. 111: Comparación de métodos, So= 1.0%, Q= 20.510 lt/s	203
GRAFICA 5. 112: Comparación de métodos, So= 1.5%, Q= 6.053 lt/s.	203
GRAFICA 5. 113: Comparación de métodos, So= 1.5%, Q= 10.566 lt/s	204
GRAFICA 5. 114: Comparación de métodos, So= 1.5%, Q= 11.901 lt/s	204
GRAFICA 5. 115: Comparación de métodos, So= 1.5%, Q= 15.006 lt/s	204
GRAFICA 5. 116: Comparación de métodos, So= 1.5%, Q= 16.857 lt/s	205
GRAFICA 5. 117: Comparación de métodos, So= 1.5%, Q= 18.740 lt/s	205
GRAFICA 5. 118: Comparación de métodos, So= 1.5%, Q= 20.510 lt/s	205

INDICE DE FIGURAS

Figura 2. 1: Interpretación gráfica de la Energía Específica.....	14
Figura 2. 2: Deducción de la ecuación de flujo gradualmente variado	16
Figura 2. 3: Descarga sobre un vertedero rectangular en pared delgada.	21
Figura 2. 4: Vertederos en pared gruesa, según dibujo de Balloffet.	22
Figura 2. 5: Cresta del vertedero trapezoidal.	23
Figura 2. 6: Perfil característico de un vertedero en pared gruesa.	25
Figura 2. 7: Vertedor de cresta ancha de perfil triangular tipo Crump.....	29
Figura 2. 8: Orificio típico usado en medición.	32
Figura 2. 9: Orificio de pared delgada.	32
Figura 2. 10: Aforador Parshall en planta y perfil.	36
Figura 2. 11: Aforador Venturi en planta y perfil, con sección rectangular.	39
Figura 2. 12: Sección representativa para el cálculo del caudal.	40
Figura 3. 1: Tanque de almacenamiento.	46
Figura 3. 2: Rotámetro y válvula mariposa de control.....	46
Figura 3. 3: Canal de prueba	46
Figura 3. 4: Dimensiones del Vertedero tipo Cipolletti.	48
Figura 3. 5: Vertedero tipo Cipolletti.....	48
Figura 3. 6: Dimensiones del Vertedero de pared Gruesa	49
Figura 3. 7: Vertedero de pared Gruesa	50
Figura 3. 8: Dimensiones del Vertedero de cresta ancha tipo Crump.....	51
Figura 3. 9: Vertedero de cresta ancha tipo Crump.	52
Figura 3. 10: Dimensiones del Orificio de pared delgada.	53
Figura 3. 11: Orificio de pared delgada.....	53
Figura 3. 12: Dimensiones del Aforador Parshall.....	54
Figura 3. 13: Aforador Parshall.	55
Figura 3. 14: Dimensiones de Canaleta Venturi.....	56
Figura 3. 15: Canaleta Venturi.	57
Figura 4. 1: Aforo volumétrico con recipiente graduado.....	60
Figura 4. 2: Vertedero Cipolletti - Descarga Libre.	61

Figura 4. 3: Vertedero Cipolletti - Descarga sumergida.	61
Figura 4. 4: Orificio – Descarga libre.....	64
Figura 4. 5: Orificio – Descarga totalmente sumergida	64
Figura 4. 6: Aforador Parshall – Descarga libre.	66
Figura 4. 7: Aforador Parshall – Descarga sumergida.	66
Figura 4. 8: Aforador Venturi – Descarga libre.....	68
Figura 4. 9: Aforador Parshall – Descarga sumergida.	68
Figura 4. 10: Vertedero de pared gruesa – Descarga libre.	76
Figura 4. 11: Vertedero de pared gruesa – Descarga sumergida.	76
Figura 4. 12: Vertedero Crump – Descarga sobre el dispositivo.....	84
Figura 4. 13: Vertedero de pared gruesa – Flujo gradualmente aguas arriba.....	84
Figura 5. 1: Diagrama de energía para un aforador Venturi.	143

INTRODUCCION

Cada año en nuestro país, el poco manejo de los recursos hídricos, producen pérdidas (netamente económicas y sociales) en varios sectores, mayormente el sector irrigación y por así mencionarlo, en zonas urbanas, ya que, debido al crecimiento poblacional, es necesario el abastecimiento del agua.

Para lo cual, nace la necesidad de transportar cantidades de agua para el aprovechamiento, tanto para el consumo humano, salidas de presas en Centrales Hidroeléctricas, para irrigación, entre otros usos múltiples; para lo cual siempre es necesario el diseño de un canal (Rocha Felices, 2007). Es por esto, que controlar la eficiencia del canal para toda su vida útil, se tiene que investigar qué características y/o problemas hidráulicos están pasando por dicha estructura, y como es que se van a medir y cuantificar de forma precisa y coherente.

Entonces definir cuáles son las características hidráulicas que mayormente ocurren en los canales, debe de ser de gran importancia al momento de diseñar una estructura, ya que al conocer estos problemas de forma real (tanto en campo como en laboratorio), ayudara de una forma al entendimiento del comportamiento del flujo en dicho canal. Es por eso, que para el presente trabajo se han definido las características y problemas hidráulicos a estudiar, las cuales son **energía específica, tipos de flujos** y el comportamiento del flujo con respecto a **estructuras de aforamiento**. Ya que, en la vida real, medir estos comportamientos tiende a ser muy complicado, ya que no solo se trabaja con secciones pequeñas en un canal, por mencionar un caso como del proyecto Chavimochic; y de trabajarse en secciones pequeñas como en acequias o pequeños ríos, la uniformidad de estas secciones no es continua ya que tiende a ser irregular por la misma topografía, lo que tiende a que las mediciones sean aún más trabajosas y caras, además de complicadas de cuantificar.

Por lo tanto, desde hace mucho tiempo ya se cuentan con el diseño y construcción de estructuras hidráulicas, las cuales se han venido implementando y estudiando, para determinar dichos problemas hidráulicos antes mencionados. De estos, se han creado diferentes fórmulas para cuantificar dichas características de una forma más precisa de acuerdo al diseño de los dispositivos empleados. Por lo cual, se tienen algunas referencias bibliográficas en nuestro país como los publicados por el laboratorio de hidráulica de la Universidad Nacional de Ingeniería, donde mencionan algunos dispositivos que ayudan a la medición de todo lo antes mencionado, pero su estudio no es completo. También contamos con una vasta información sobre el diseño y la aplicación de dichos equipos, como los publicados en Estados Unidos, como por ejemplo los hechos por el instituto *United States of Bureau Reclamation*; y publicaciones por países europeos (básicamente universidades e instituciones en el campo de la hidráulica). Es por eso que implementar este tipo de dispositivos y equipos, y adaptarlos a nuestro medio es de suma importancia, debido a que los estudios realizados en diferentes lugares y a diferentes condiciones, escapan de nuestra realidad, es por eso que es importante calibrar dichos equipos para que los resultados sean lo más precisos y que funcionen en nuestro medio.

CAPITULO I: ASPECTOS GENERALES

1.1. ANTECEDENTES

En la ingeniería hidráulica, uno de los factores importantes para la construcción de estructuras de arte es el análisis hidráulico de los fluidos, para las condiciones de diseño para cada proyecto a realizar.

Es por eso, que es básico hacer un conjunto de experiencias hidráulicas, tanto experimentalmente como a través de un modelamiento matemático, ya que simularan las características del flujo a condiciones normales o desfavorables que pueden suceder en la vida real.

Por lo cual, ya se ha ido investigando de muchas maneras como cuantificar estos fenómenos que se presentan en las estructuras que se construyen, dando nociones básicas de diseño, pero algunos de estos solo son aplicados a los lugares donde se realizaron dichas investigaciones.

Por ejemplo, en la Universidad Autónoma de México, el Ing. Ed Pareja en el 2012, realizó una investigación en el análisis experimental de pérdidas de energía en canales de sección rectangular abierta, en la cual tratan de seguir la topografía, en la que muestra una variación en la sección geométrica de inicio a fin. Por lo que, en los canales de riego, las pérdidas de energía en las transiciones reducen la eficiencia de conducción de los flujos de agua. Por lo que el autor recomienda que no deben pasarse por alto el control de la pérdida de energía, sin tener un valor estimado de su magnitud.

Por otro lado, los ingenieros Espir y Morales (2015), hicieron una evaluación de los fenómenos hidráulicos en el canal Chaquin del sistema de riego del valle Virú, en el presente estudio, los investigadores realizaron una evaluación *in situ*, para corroborar la existencia de fenómenos hidráulicos actuando sobre el flujo del canal la cual ha obligado a disminuir el caudal que transita por el mismo, lo que perjudica a los usuarios directos quienes no pueden captar el agua suficiente para el riego de sus campos de cultivo, afectando de esta manera directamente al desarrollo socioeconómico de la zona.

Lo que concluye con la propuesta de tres soluciones hidráulicas, estas soluciones prácticas se refieren a la construcción de una posa disipadora

en la estructura de inicio, el cambio de sección del canal entre las progresivas 00+142 a 00+469 km en donde se presenta desborde supercrítico debido a su pendiente existente y la colocación de obstáculos en las pozas disipadoras de las caídas verticales; las cuales necesariamente deben ser desarrolladas y evaluadas técnica y económicamente para su ejecución, con el fin de que se pueda recuperar los 3.8 m³/s de caudal que se consideró inicialmente.

Es por eso que nace la importancia de conocer, como actúan estos fenómenos en las diferentes condiciones que se pueden presentar en un canal, ya que de no identificarse o tratarse en el diseño previo a la construcción, se pueden generar los problemas que se mencionaron anteriormente, pero la información de los problemas hidráulicos es aun basta, y se sigue investigando.

Además, como se mencionó en las publicaciones, en la mayor parte de problemas hidráulicos que se presentan son en los cambios de energía, los cambios de flujo y la poca eficiencia de las estructuras al momento de repartir, las cantidades de agua que se consideraron en el diseño, ya que muchos profesionales no saben cómo funcionan este tipos de estructuras, tanto sea por la falta de conocimiento o porque no experimentaron con tales, ya que están acostumbrados a construir las mismas estructuras y no optar por otras que suelen ser muy eficientes al momento de transportar cantidades de agua requerida.

Por tal motivo existen muchas publicaciones, en las que hacen el uso de diferentes tipos de estructuras, las cuales se pueden construir dentro de un canal, y que dan nociones de su uso y eficiencia al momento de construirse en un canal, como el publicado por el Ing. Pérez Farrás (2013), que realizo una investigación sobre Orificios y Vertederos, donde evalúa los tipos de escurrimiento uniforme en canales, evaluando los fenómenos de remanso y resalto hidráulico, relacionándolo con la sedimentación y corrosión en cloacas, haciendo una relación de estos problemas hidráulicos con el funcionamiento de las estructuras hidráulicas, las cuales son los vertederos

y orificios, dando pautas y criterios para determinar las condiciones de diseño.

Y por último, existen estructuras aforadoras a régimen crítico, las cuales consisten en estructuras que reducen la sección de entrada del agua generando un estrechamiento del fluido, de las cuales existen muchos documentos que mencionan su uso, siendo uno de ellos publicado por el Ing. Abarca Huamán (2013) de la Pontificia Universidad Católica del Perú, que realizó un diseño hidráulico con un aforador Parshall, en la cual analiza en un canal, el comportamiento de un flujo supercrítico, empleando un modelo a escala. Este estudio brinda resultados de ensayos experimentales realizados para la determinación de la longitud, dimensiones de la sección transversal y la rugosidad absoluta que debe tener el canal de disipación aguas arriba un aforador Parshall, el cual se plantea como una propuesta de solución a un problema identificado en un proyecto real dentro de la actividad minera.

Cabe mencionar que, con el avance de la tecnología, el diseño y las mediciones han tenido algunas modificaciones, por lo cual hace necesario conocer las nuevas disposiciones y nuevas formas en la toma de datos y experiencias, es por eso que nace este proyecto ya que no solo ayudara a los estudiantes a entender estos problemas hidráulicos, sino que los ayuda a seguir investigando, siendo una de las finalidades de la tesis.

1.2. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

La Universidad Privada Antenor Orrego, mediante la Facultad de Ingeniería y por medio de la Escuela Profesional de Ingeniería Civil, viene formando profesionales en la cual su enseñanza curricular está orientada a diferentes campos de la carrera, dentro de las cuales el campo de la Hidráulica no se encuentra reforzado en el aspecto experimental.

Para la cual nace la necesidad de un Laboratorio de Hidráulica que contemple estructuras hidráulicas, que permitan reproducir fenómenos recurrentes en este campo (perdidas de energía, tipos de flujo, entre otros). Ya que, debido a la falta de experiencia de la mayoría de profesionales, con la familiaridad de estructuras hidráulicas, con respecto a su eficiencia, es poca. Han hecho que hasta el momento se diseñen estructuras, que no cumplen las características por las que fueron diseñadas o porque no hubo un estudio previo con respecto al análisis del flujo en para dichas estructuras. Es por tal, que en varios sectores del país se encuentran estructuras que no sirven o que nunca fueron usadas.

Lo cual ha demostrado que aun como ingenieros nos falta aún por entender el comportamiento de los flujos influenciados por estructuras hidráulicas, es por eso nace la necesidad de educar a los futuros profesionales en este ámbito.

1.2.1. FORMULACION DE PROBLEMA

¿De qué manera influenciará la construcción de seis equipos experimentales en el análisis de los problemas hidráulicos de energía específica, tipos de flujo y estructuras de aforo en el canal de pendiente variable?

1.3. OBJETIVOS

1.3.1. Objetivo General

Analizar desde el punto de vista hidráulico, los problemas de energía específica, tipos de flujo y estructuras de aforo; mediante el diseño y construcción de dispositivos y equipos hidráulicos, además de la elaboración de guías experimentales para el estudio de estos problemas en el canal de pendiente variable de la Universidad Privada Antenor Orrego (de aquí en adelante se abreviará como UPAO).

1.3.2. Objetivo Especifico

- Evaluar de forma analítica los diferentes equipos hidráulicos para distintas geometrías hidrodinámicas.
- Diseñar y construir los diferentes equipos hidráulicos con distinta forma hidrodinámica.
- Realizar el trabajo experimental con los equipos diseñados:
 - Ensayos experimentales de Aforamiento y mediciones de caudal con vertedero tipo Cipolletti, canal Parshall y Orificio de descarga.
 - Ensayos experimentales para el estudio de energía específica usando los dispositivos vertedero de pared gruesa y canal Venturi.
 - Ensayos experimentales para el estudio flujo gradualmente variado con vertedero tipo Crump.
 - Realizar experiencias adicionales con todos los equipos diseñados (medición de caudal, resalto hidráulico, velocidades, regímenes de flujo).
- Instituir convenientes y precisos métodos para la toma de datos.
- Comparar la parte analítica con el trabajo experimental haciendo uso de los equipos.
- Elaboración de cuadros, planillas de cálculo, gráficas para la realización de las guías experimentales.

1.4. ALCANCE

El presente proyecto explorará el estudio de los problemas hidráulicos más frecuentes encontrados en las secciones de los canales abiertos por medio de equipos y dispositivos experimentales que irán acoplados a dicha estructura.

La investigación abarcará únicamente por medio de ensayos de laboratorio, los análisis críticos que se puedan presentar por influencia de los dispositivos y equipos diseñados.

1.5. JUSTIFICACION DEL PROBLEMA

La elaboración de este proyecto, tiene como finalidad la implementación de equipos y dispositivos experimentales, que ayuden al estudio y entendimiento de los problemas de energía específica, los tipos de flujo y el comportamiento de las estructuras de aforo. Así como, determinar los diferentes criterios de diseño para el acoplamiento en el canal de pendiente variable. Ya que se busca corroborar y confirmar las diferentes teorías y técnicas ya estudiadas de una forma práctica y experimental y así adaptarla a las condiciones favorables para nuestro medio.

Con el propósito de que el laboratorio de hidráulica de la universidad, tenga a su disposición más equipos que ayuden al proceso de investigación por parte de los docentes y estudiantes de la carrera de ingeniería civil, así como de los cursos que llevarán en los diferentes ciclos, ya que con este aporte los mismos estudiantes podrán corroborar el comportamiento de los fluidos en un canal abierto con los diferentes dispositivos acoplados, además que podrán interactuar con las guías experimentales que será un soporte para sus futuras investigaciones y la toma de interés por esta línea de investigación.

Además, de investigar los problemas hidráulicos antes mencionados, dichos equipos contribuirán en la determinación de otras características de los flujos en canales, así como la determinación del caudal que pasa por tal estructuras, la velocidad, entre otros; dependerá del usuario que tema quiere investigar, así como se podrán cuantificar diversos datos a diferentes

condiciones y pendientes, obteniendo una serie de datos que puede ayudar no solo a docentes, estudiantes sino que aportara conocimientos para otras empresas y entidades que necesiten hacer un estudio previo para proyectos futuros.

Al recopilar estos datos, lo que va a generar es una serie de nuevos conocimientos que van a beneficiar a nuestro sector (o región), ya que estas estarán a condiciones normales que comúnmente se dan en nuestro medio, como son la temperatura, la presión y el tipo de flujo (solo por mencionar algunos) lo que ayudara a recalibrar los equipos que se desean implementar y quizá modificar las fórmulas que se trabajen para fines ya mucho más reales y a condiciones mucho más favorables para la zona que se está trabajando.

CAPITULO 2: MARCO TEORICO

Conocer la terminología que conectan las características y los problemas hidráulicos que se definen en estructuras como son la de canales abiertos, además de la implicancia que tiene el acoplamiento de equipos para el buen funcionamiento es de esencial importancia, ya que entender estos conceptos básicos nos darán un entendimiento de forma matemática de los procesos reales que se dan en la naturaleza.

2.1. Canales abiertos.

Son conductos en las cuales fluye un paso del agua con una superficie libre. Se puede clasificar de acuerdo a su origen, un canal puede ser natural o artificial.

Un canal natural incluye todo curso de agua que existe naturalmente en toda la tierra y su estudio de sus características hidráulicas es muy irregular. Los canales artificiales son construidos o desarrollados por el esfuerzo humano. Las propiedades hidráulicas de tales canales pueden ser controladas en la medida deseada o diseñadas para satisfacer requisitos dados. La aplicación de teorías hidráulicas a canales artificiales, por lo tanto, producirá resultados bastante próximos a las condiciones reales y, por consiguiente, son razonablemente precisos para un propósito práctico de diseño.

Es por el cual, que en el laboratorio se cuenta con un canal artificial, para fines experimentales.

Canal de Pendiente Variable: es una estructura de diferentes longitudes, con la cual cuenta con un sistema de retroalimentación por medio de bombas centrifugas, para el paso del agua. Cuenta con paredes de vidrio donde se pueden observar los fenómenos hidráulicos y es posible inclinar el fondo del canal hasta un máximo de 3 grados, simulando las normales pendientes de los canales reales; siendo posible tener un contrapendiente.

Características de un canal

- Caudal: es el volumen de agua que pasa por dicha estructura a través de un tiempo determinado.
- Velocidad: Es el movimiento del flujo a través de un tramo en un determinado tiempo.
- Área: Esta dada por la geometría de la estructura, las cuales pueden ser rectangulares, circulares, trapezoidales, etc. o de forma irregular (canales naturales)
- Rugosidad: es la fricción que se opone al paso del flujo, la cual está cuantificada de acuerdo al tipo de material en la que está hecha el canal.
- Pendiente: es la inclinación del canal de acuerdo a la topografía o las condiciones con la que se diseña dicha estructura
- Tirante: Es la distancia vertical desde el punto más bajo de una sección del canal hasta la superficie libre, la profundidad de flujo de la sección es la profundidad de flujo perpendicular a la dirección de éste, o la altura de la sección del canal que contiene el agua (Marín, Menjívar, & Zavaleta, 2012).

Existen más características que definen al canal, pero los mencionados son los más importantes de acuerdo al estudio que se desea realizar.

2.2. Energía Específica

Arturo Rocha (2007), define a la energía específica como la energía de la corriente en una sección determinada del canal es igual a la suma del tirante, la energía de velocidad y la elevación del fondo con respecto a un plano horizontal y se expresa así:

$$E = y + \alpha \frac{v^2}{2g} + z \quad (2.2-1)$$

y es el tirante, α es el coeficiente de Coriolis, V es la velocidad media de la corriente en la sección considerada, z la elevación del fondo con respecto a un plano de referencia.

Si tomamos como plano de referencia el fondo del canal, la energía así calculada se denomina energía específica y se designa con la letra E . Esta definición significa $z = 0$.

$$E = y + \alpha \frac{V^2}{2g} \quad (2.2-2)$$

La energía específica es, pues, la suma del tirante y la energía de velocidad. Como está referida al fondo va a cambiar cada vez que éste ascienda o descienda.

La energía específica se interpreta esquemáticamente así.

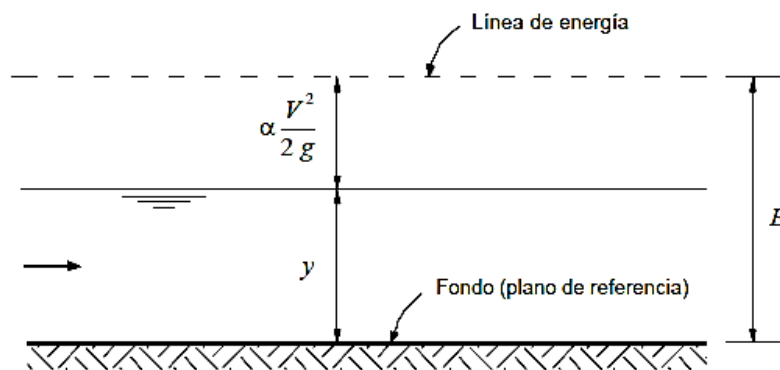


Figura 2. 1: Interpretación gráfica de la Energía Específica.

Fuente: Hidráulica de tuberías y canales. Arturo Rocha

2.3. Tipos de Flujo

Para el trabajo de investigación se van a considerar el estudio de dos tipos de flujo, que se presentan muy comúnmente en los canales abiertos.

2.3.1. Flujo Gradualmente Variado

Es un flujo permanente que de acuerdo a su profundidad varía gradualmente a lo largo de la longitud del canal, para lo cual se establecen dos condiciones (Marín, Menjívar, & Zavaleta, 2012):

- Que el flujo sea permanente; es decir, las características hidráulicas de flujo permanecen constantes para el intervalo del tiempo bajo consideración.
- Las líneas de corrientes son paralelas; es decir, prevalece la distribución hidrostática de presiones sobre la sección del canal.

Ecuación dinámica del flujo gradualmente variado.

Para Ven Te Chow (1988), el análisis de la ecuación del flujo gradualmente variado, se va a considerar el perfil de la figura 2.2, en donde la altura total de la energía por encima del nivel de referencia en la sección aguas arriba es:

$$H = z + d \cos \theta + \alpha \frac{V^2}{2g} \quad (2.3-1)$$

Dónde: H es la altura total de energía en m, z es la distancia vertical del fondo del canal por encima del nivel de referencia en m, d es la profundidad de la sección de flujo en m (o el tirante y), θ es el ángulo de la pendiente del fondo, α es el coeficiente de Coriolis y V es la velocidad media del flujo a través de la sección en m/s.

Se supone que θ y α son constantes a través del tramo del canal bajo consideración.

Al tomar el fondo del canal como el eje x y al derivar la ecuación con respecto a la longitud x del perfil de la superficie del agua, el cual se mide a lo largo del eje x, y se obtiene la siguiente ecuación:

$$\frac{dH}{dx} = \frac{dz}{dx} + \cos \theta \frac{dd}{dx} + \alpha \frac{d}{dx} \left(\frac{V^2}{2g} \right) \quad (2.3-2)$$

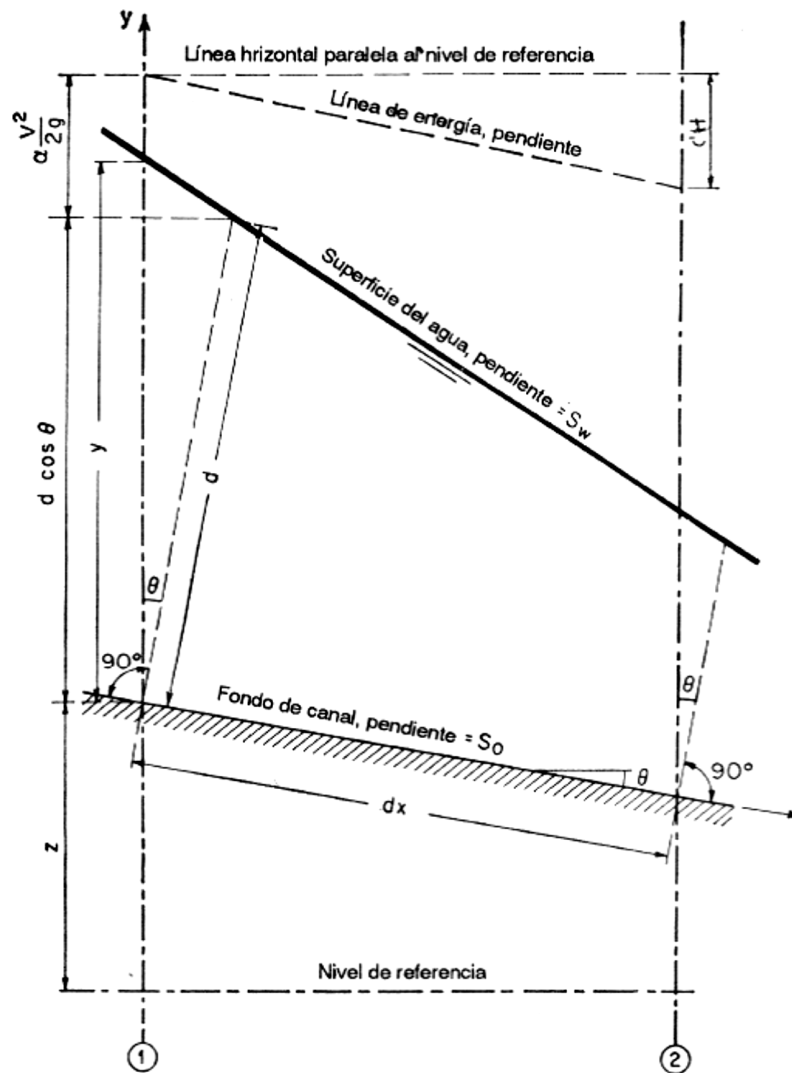


Figura 2. 2: Deducción de la ecuación de flujo gradualmente variado
Fuente: Hidráulica de canales-Ven Te Chow

Nótese que la pendiente se define como el seno del ángulo de la pendiente y se supone que es positivo si desciende en la dirección del flujo y negativa si asciende. Por consiguiente en la figura 2.2, la pendiente de energía es $S_f = dH/dx$ y la pendiente del fondo del canal es $S_0 = \text{sen}\theta = -dz/dx$. Al sustituir estas pendientes en la ecuación 2.3-2 y resolviendo para dd/dx ,

$$\frac{dd}{dx} = \frac{S_0 - S_f}{\cos\theta + ad(V^2/2g)/dd} \quad (2.3-3)$$

Quedando la ecuación diferencial general para el flujo gradualmente variado, conocida de aquí en adelante como la *ecuación dinámica de flujo gradualmente variado*, o simplemente como la ecuación de flujo gradualmente variado. Esta ecuación representa la pendiente de la superficie con respecto al fondo del canal.

La profundidad “*d*” se mide desde el fondo del canal, y el fondo del canal se toma como eje *x*. luego la pendiente de la superficie del agua es igual a la pendiente *S₀* del fondo del canal si *dd/dx* = 0, menor que *S₀* si *dd/dx* es positiva, y mayor que *S₀* si *dd/dx* es negativa. En otras palabras, la superficie del agua es paralela al fondo del canal cuando *dd/dx*=0, aumenta cuando *dd/dx* es positivo y disminuye cuando *dd/dx* es negativo.

De la ecuación anterior, se considera al ángulo θ independiente de *x*. De otra manera, debería añadirse la siguiente expresión, $-\frac{d\theta}{d\theta}$ ($d\theta/dd$), donde θ es una función de *x*, la cual debe sumarse al denominador. Para θ pequeño, $\cos \theta \sim 1.0$, $d \sim y$, y , $dd/dx \sim dy/dx$. La ecuación 2.3-3, se expresa así:

$$\frac{dd}{dx} = \frac{S_0 - S_f}{1 + \alpha d \left(\frac{V^2}{2g} \right) / dy} \quad (2.3-4)$$

La ecuación diferencial también puede ser representada en muchas otras formas, haciendo diferentes sustituciones de sus términos, pero por el momento nos es más útil de comprender de esta forma.

2.3.2. Flujo Rápidamente Variado

Ven Te Chow (1988), lo define como un flujo con curvatura de sus líneas de corriente muy pronunciadas. El cambio de la curvatura puede volverse tan abrupto que el perfil de flujo virtualmente se rompe, dando como resultado un estado de alta

turbulencia; éste es el flujo rápidamente variado con perfil discontinuo, del cual el resalto hidráulico es un ejemplo.

Resalto Hidráulico

Los resaltos o saltos hidráulicos ocurren cuando hay un conflicto entre los controles que se encuentran aguas arriba y aguas abajo, los cuales influyen en la misma extensión del canal; es decir, se produce un cambio de flujo, de un régimen supercrítico a uno subcrítico. Este puede producirse en cualquier canal, pero en la práctica los resaltos se obligan a formarse en canales de fondo horizontal, ya que el estudio de un resalto en un canal con pendiente es un problema complejo y difícil de analizar teóricamente.

Las aplicaciones prácticas del resalto hidráulico son muchas; se utiliza para: disipar la energía del agua; recuperar altura o aumentar el nivel del agua en el lado de aguas debajo de una canaleta; aumentar el caudal por debajo de una compuerta deslizante manteniendo alejada la profundidad de aguas abajo, debido a su altura efectiva se reducirá si la profundidad aguas abajo ahoga el resalto; entre otras aplicaciones.

2.4. Estructuras de Aforo

Se puede decir que una estructura de aforo, son todas aquellas que permiten medir los volúmenes o cantidades de agua que circulan por un conducto en una sección determinada.

Para el aforo de corrientes en canales abiertos existen tres grupos principales de estructuras: vertederos (con diferente forma geométrica), aforadores a gasto crítico y orificios. Los vertederos son dispositivos de aforo que consisten en una placa que obstaculiza transversalmente el canal obligando a fluir a través de una escotadura de geometría determinada; los aforadores a gasto crítico son estructuras cuyo único uso es la medición de caudales. Como su nombre lo indica, se diseñan

haciendo uso de los principios hidráulicos del flujo crítico. La estructura produce las condiciones de flujo crítico mediante el estrechamiento de las paredes del canal o la elevación o hundimiento de la plantilla o ambos, en una sección transversal o en un tramo del canal o garganta del aforador. De esta forma, y de acuerdo con la teoría de flujo crítico, existe una relación única entre el nivel del agua medido aguas arriba de la garganta del aforador y el gasto que fluye.

Y, por último, los orificios son estructuras cuya finalidad primaria no es la medición. Los orificios sirven generalmente para toma o derivación y el flujo se da en condiciones ahogada (es decir, que se encuentra sumergida). (IMTA, 1988)

2.5. MÉTODOS DE MEDICION EN SECCIONES CRÍTICAS

Al diseñar un canal, de acuerdo a su longitud y ancho, van a existir tramos muy extensos, y por no decir hasta complejos, ya que estos dependen de su topografía, para lo cual es necesario identificar cuáles son los puntos que pueden ser más críticos para un canal, ya que al definir estas secciones se pueden controlar los problemas hidráulicos con estructuras que puedan ayudar a un mejor comportamiento hidráulico.

Entonces al limitar este proyecto, con ciertas características y puntos más básicos, los cuales son necesarios y factibles para poder realizar un proyecto viable, siempre es prudente colocar ciertas estructuras en algunos tramos del canal, ya que estos ayudan a tomar mediciones necesarias para cada problema que pueda presentarse en dicha estructura, ya que al saber la cantidad de agua que se fluye a través del tiempo, identificar la energía que se acumula en ciertos tramos, saber las características de flujo, conllevan a que los canales diseñados trabajen de lo más eficientemente posible.

A continuación, se van a definir las estructuras que se están considerando para este proyecto, y cuál es su funcionalidad y utilidad.

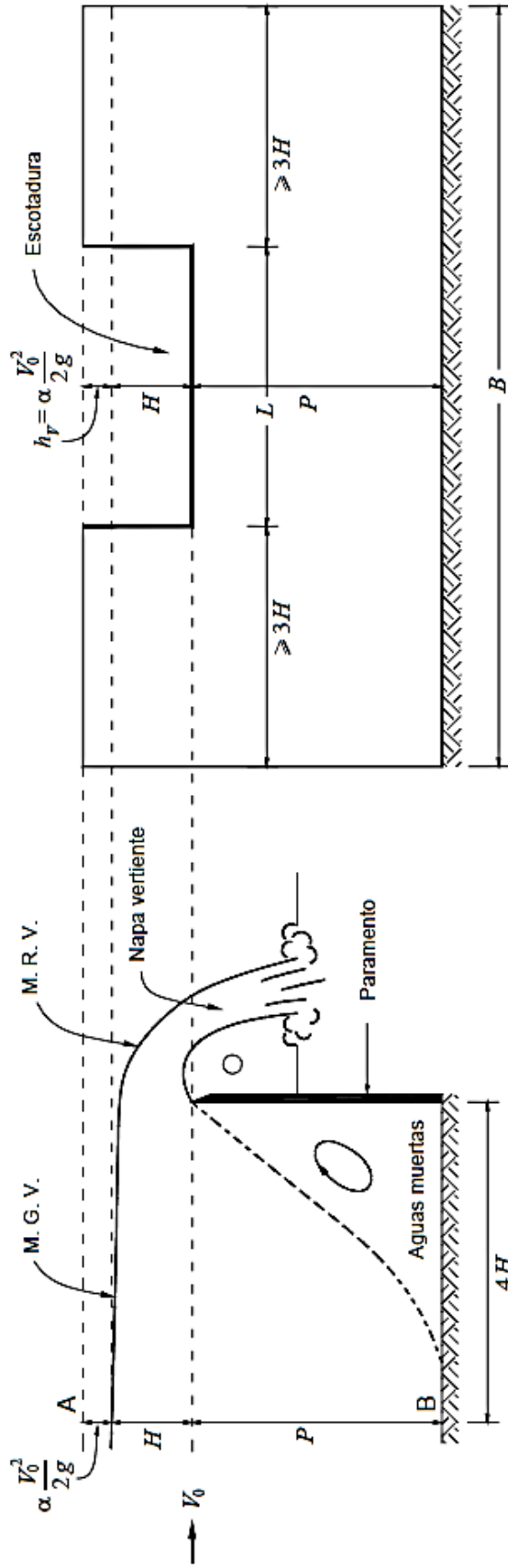
2.5.1. Vertederos

Estas estructuras sirven para aforar ciertas cantidades de agua, a través de una sección controlada de salida, la cual cumple dos funciones primordiales: a) Medición de caudales, b) permitir el rebose del líquido contenido en un río, canal o reservorio (a esto se le conoce como aliviadero).

Por tanto, existen diferentes tipos de vertederos; los cuales pueden clasificarse por el tipo de cresta, por los niveles aguas abajo, por las condiciones laterales, por su inclinación respecto a la corriente y otras circunstancias.

Un vertedero, a su paso genera una salida en chorro, se conoce como napa vertiente, tal como se puede apreciar en la figura 2.3. Sobre el vertedero y en sus inmediaciones se presenta un movimiento rápidamente variado (o conocido como remanso de depresión); aguas arriba se genera un movimiento gradualmente variado, la cual se encuentra ubicado a una sección AB, a una longitud de $4H$, siendo H la carga sobre el vertedero. Se observa que aguas arriba del umbral del vertedero se genera una zona de estancamiento o de aguas muertas.

Para consideraciones de diseño la altura del umbral debe ser mayor a la carga del vertedero. ($P > H$)



- P : es el umbral
- α : es el coeficiente de Coriolis
- H : es la carga
- L : es la longitud del vertedero
- B : es el ancho del canal de aproximación
- V_0 : es la velocidad de aproximación

Figura 2. 3: Descarga sobre un vertedero rectangular en pared delgada.

Fuente: Hidráulica en tuberías y canales-Arturo Rocha.

Clasificación de los vertederos por el tipo cresta

De los cuales encontramos dos clasificaciones importantes: vertederos de pared delgada y vertederos de pared gruesa.

En los vertederos de pared delgada el contacto entre el agua y la cresta es solo una línea, es decir, una arista. Para que el vertedero sea considerado de pared delgada, solo basta verificar que el espesor sea menor a $2/3H$.

Para un vertedero de pared gruesa, cuando el flujo del agua se adhiere a la cresta formando un plano, como se muestra en la figura 2.4, se considera de pared gruesa. El vertedero tipo c se considera de pared gruesa propiamente dicha, en tanto que los tipos a y b se llaman de pared intermedia.

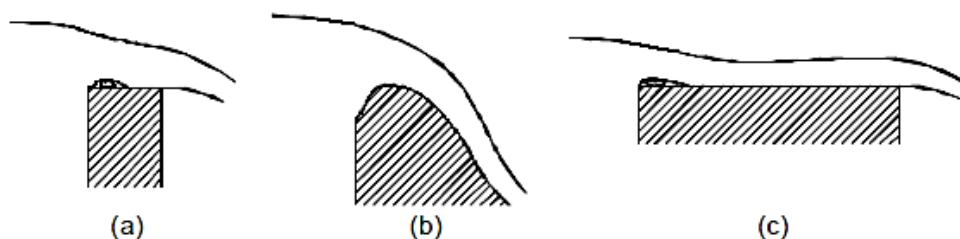


Figura 2. 4: Vertederos en pared gruesa, según dibujo de Balloffet.

Fuente: Hidráulica en tuberías y canales-Arturo Rocha

Para la ejecución de esta investigación se han realizado la construcción de tres tipos de vertederos los cuales están entre de pared delgada y de pared gruesa que se mencionaran a continuación:

Vertedero Trapecial: Vertedero tipo Cipolletti.

Con respecto a este tipo de vertederos triangulares, son muy poco usados en la medición de caudales. Por lo tanto, no hay mucha información sobre los coeficientes de descarga.

Para el cálculo del coeficiente teórico se suele considerar que la sección está conformada por tres partes: una central, que es

rectangular, y dos laterales, que son triangulares. Se obtiene así que la descarga en un vertedero trapezoidal isósceles es:

$$Q = c_1 \frac{2}{3} \sqrt{2g} L H^{3/2} + c_2 \frac{8}{15} \sqrt{2g} \tan \alpha H^{5/2} \quad (2.5-1)$$

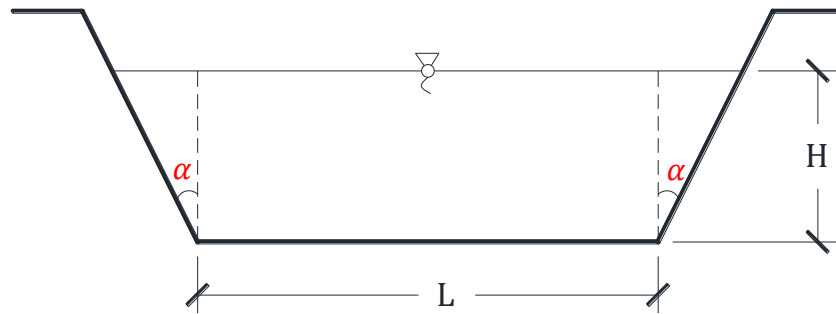


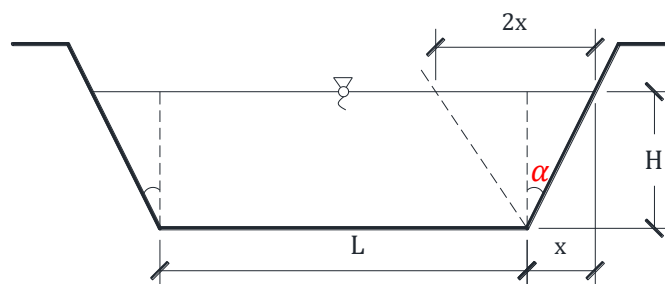
Figura 2. 5: Cresta del vertedero trapezoidal.
Fuente: Elaboración propia.

Como se mencionó para vertederos trapezoidales no se tiene mucha información experimental sobre los valores de los coeficientes de descarga; Balloffet (Rocha Felices, 2007), señala que es frecuente considerar $c_1 = c_2 = 0.6$, a pesar de la falta de justificación teórica o experimental.

En el año de 1887, el italiano ingeniero Cipolletti, estudió y propuso un tipo especial de vertedero trapezoidal, cuyas características se mencionarán a continuación:

✓ **Características del vertedero Cipolletti**

Se considera las mismas características geométricas de los vertederos trapezoidales.



Por consideraciones geométricas se obtiene:

$$\tan \alpha = \frac{x}{H}$$

Los taludes deben de calcularse de acuerdo al aumento del caudal producido por ellos sea precisamente igual a la disminución del caudal caudado por las contracciones en un vertedero rectangular de longitud L . Si consideramos que el caudal teórico a través de los triángulos es:

$$Q = \frac{8}{15} x \sqrt{2g} H^{3/2}$$

La disminución del caudal en un vertedero rectangular con dos contracciones se obtiene a partir de la ecuación de Francis:

$$Q = \frac{2}{3} \sqrt{2g} (0.2H) H^{3/2}$$

Igualando

$$\frac{8}{15} x \sqrt{2g} H^{3/2} = \frac{2}{3} \sqrt{2g} (0.2H) H^{3/2}$$

Despejando se obtiene:

$$\frac{x}{H} = \frac{1}{4}$$

Es decir, $\tan \alpha = 1/4$ que es la condición de un vertedero tipo Cipolletti. Esto implicaría $\alpha = 14^\circ 2'$.

Experimentalmente han determinado de que el coeficiente de descarga de un vertedero Cipolletti es de **0.63**.

El caudal en un vertedero Cipolletti es el correspondiente a un vertedero rectangular de longitud L , sin contracciones.

$$Q = 0.63 \frac{2}{3} \sqrt{2g} L H^{3/2}$$

Donde L es la longitud de la base del trapecio. En el sistema métrico:

$$Q = 1.8604 L H^{3/2}$$

Consideraciones: la carga debe medirse a una distancia de $4H$ del vertedero. La corrección por velocidad de aproximación puede de hacerse de un modo similar al que se hizo con la fórmula de Francis.

El vertedero tipo Cipolletti se usa para mediciones de campo, en distribuciones de agua y otros sistemas compatibles con la aproximación de este vertedero.

Vertedero de pared Gruesa de cresta redondeada.

En la figura 2.6 se muestra un vertedero de cresta ancha en el que la longitud de la cresta, plana y horizontal, es b . Este tipo vertedero es de descarga libre, es decir, no está influenciado por las condiciones aguas abajo.

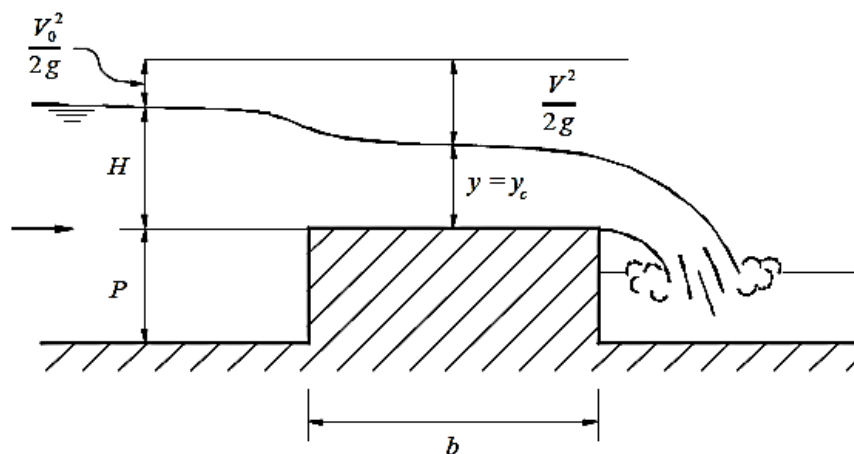


Figura 2. 6: Perfil característico de un vertedero en pared gruesa.
Fuente: Hidráulica en tuberías y canales-Arturo Rocha.

Para que un vertedero se comporte como de pared gruesa, debe existir una relación entre la longitud del vertedero en función de la carga de agua, para lo cual es necesario que el espesor b sea mayor a las dos terceras partes de la carga de agua.

$$b \geq \frac{2}{3}H \quad (2.5-2)$$

Se considera que la longitud máxima b debe estar alrededor de $15H$.

En el vertedero de pared gruesa mostrada en la figura 2.6 se puede apreciar el perfil característico de la superficie libre. La energía específica aguas arriba es $H + \frac{V_o^2}{2g}$, la cual debe ser igual a la energía en la cresta, suponiendo que no haya fricción ni pérdida de cargas y que el coeficiente de Coriolis sea igual a 1. Entonces se tiene,

$$H + \frac{V_o^2}{2g} = y + \frac{V^2}{2g}$$

Siendo V la velocidad media del flujo sobre la cresta. De la última ecuación se obtiene que la velocidad media sobre la cresta es:

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

Aguas arriba se ha considerado que el flujo es subcrítico ($F < 1$). En la sección correspondiente a la caída, al final de la cresta, se produce un flujo supercrítico ($F > 1$). En algún lugar intermedio, se produce un flujo crítico.

Si suponemos que el flujo sobre el vertedero es crítico ($y = y_c$). Es decir, que el flujo resuelve el cruce del vertedero haciéndolo con el mínimo contenido de energía.

Si se tratara como un ancho de sección rectangular L , tenemos:

$$y = y_c = \frac{2}{3} \left(H + \frac{V_o^2}{2g} \right) \quad (2.5-3)$$

Por lo tanto el caudal teórico sobre el vertedero es:

$$Q = Ly_c V = L \frac{2}{3} \left(H + \frac{V_o^2}{2g} \right) \left[\sqrt{2g \left(H + \frac{V_o^2}{2g} - y \right)} \right]$$

De donde, se obtiene:

$$Q = \sqrt{g} Ly_c^{\frac{3}{2}} = 3.132 Ly_c^{\frac{3}{2}} \quad (2.5-4)$$

La ecuación se suele expresar en función de la energía de aguas arriba

$$Q = \left(\frac{2}{3}\right)^{\frac{3}{2}} \sqrt{gL} \left(H + \frac{V_o^2}{2g}\right)^{\frac{3}{2}}$$

Si la velocidad de aproximación es muy pequeña y/o su efecto se considera indirectamente, entonces el caudal teórico es

$$Q = \left(\frac{2}{3}\right)^{\frac{3}{2}} \sqrt{gL} H^{\frac{3}{2}} \quad (2.5-5)$$

Como en este proyecto se va a trabajar con el sistema métrico el caudal teórico sobre un vertedero rectangular en pared gruesa es:

$$Q = 1.7LH^{\frac{3}{2}} \quad (2.5-6)$$

Para obtener el caudal real deberá introducirse en la ecuación 5.5-6 un coeficiente de descarga c . Su valor se obtiene experimentalmente y depende de varios factores

$$Q = c1.7LH^{\frac{3}{2}}$$

El investigador George E. Russell, presenta algunos valores del coeficiente, proveniente de tres investigadores, para diversos valores de longitud L del vertedero, del umbral P y de las condiciones aguas arriba del vertedero. Los resultados aparecen en la tabla 2.5.1.

Si el nivel del flujo aguas abajo del vertedero fuera mayor que el de la cresta de éste, las condiciones del cálculo serian diferentes.

TABLA 2.5. 1: Coeficientes en vertederos de cresta ancha

EXPERIMENTADOR	<i>L</i>	<i>P</i>	CARGA	<i>c</i> _{1.7}
BORDE DE AGUAS ARRIBA REDONDEADO				
Bazin	2	0,75	0,09 a 0,50	1,42 a 1,61
U.S. Deep Waterways Board	2	1,40	0,25 a 1,50	1,55
Woodburn	3	0,53	0,15 a 0,45	1,53 a 1,57
BORDE DE AGUAS ARRIBA AGUDO				
Bazin	2	0,75	0,06 a 0,45	1,33 a 1,45
U.S. Deep Waterways Board	2	1,40	0,27 a 1,50	1,31 a 1,38
Woodburn	3	0,53	0,15 a 0,45	1,44 a 1,45

(Todas las dimensiones en metros)

Fuente: Hidráulica en tuberías y canales-Arturo Rocha.

Vertedero de cresta ancha: vertedero tipo Crump

Este vertedero también conocido como de perfil triangular, es una estructura, que al igual que los demás vertederos de cresta ancha, consiste en un tramo de canal revestido, generalmente de sección rectangular, en cuyo piso se coloca una barrera de perfil triangular transversalmente a la dirección del flujo. Por lo tanto, siguiendo la dirección del flujo, el agua entra en el canal y se encuentra con una rampa de pendiente 1:2, la cual se eleva hasta el borde superior de la cresta del vertedor y después un rampa de bajada con una pendiente de 1:5 hasta el tramo de salida, así como se muestra en la figura 2.7.

Este tipo de estructura es muy conveniente cuando hay que registrar un rango muy amplio de caudales de manera muy sencilla o cuando se requiera un medidor de bajo costo. Sin embargo, en una corriente natural o un canal muy ancho, la medición de caudales en un rango inferior es imprecisa debido a la longitud de su cresta. Entonces, el rango inferior de caudales podría medirse usando la sección más baja de la estructura y su precisión sería tan buena como se quisiera, con solo darle al vertedero un ancho requerido. (IMTA, 1988)

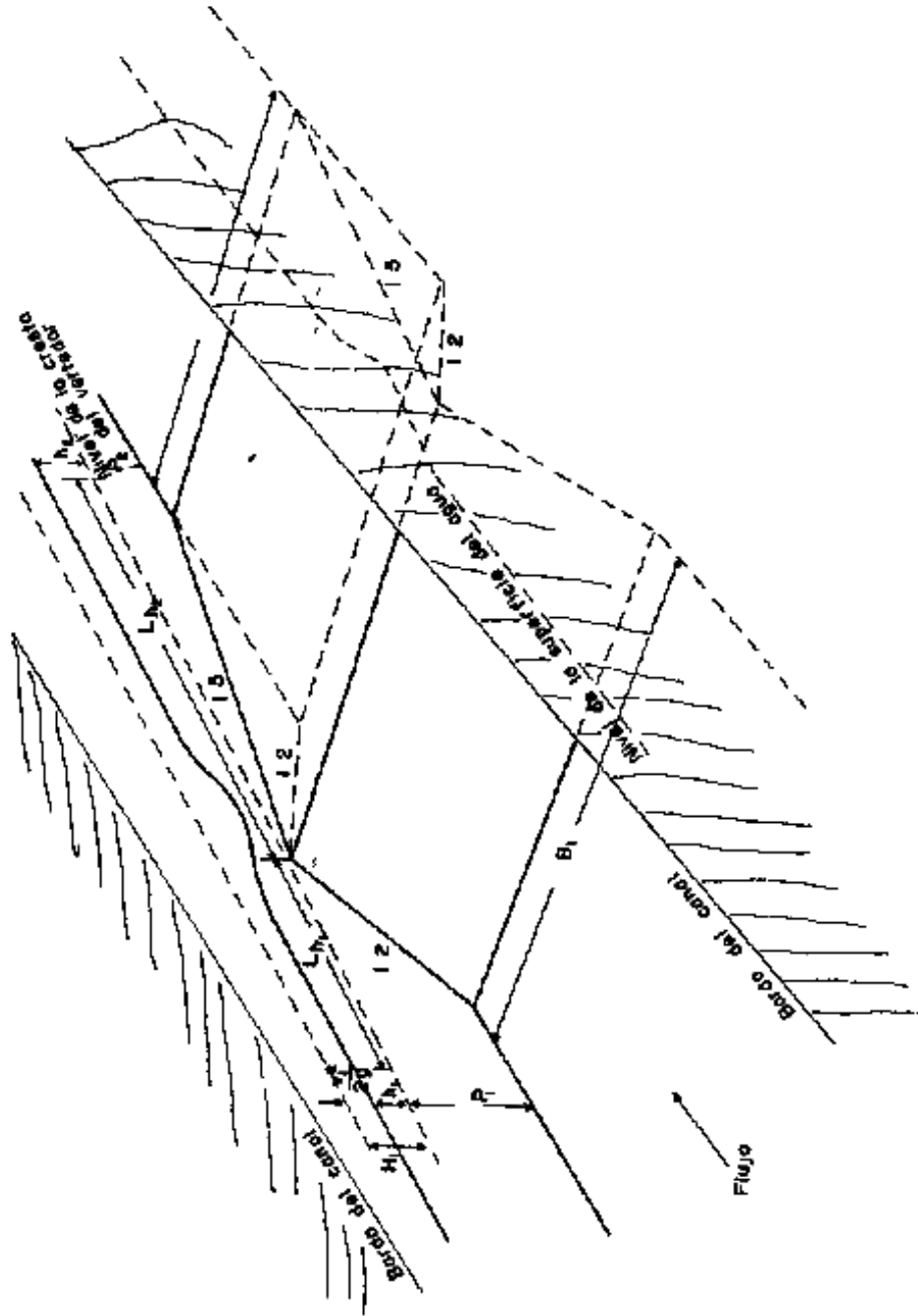


Figura 2. 7: Vertedor de cresta ancha de perfil triangular tipo Crump.

Fuente: IMTA-Manual de estructuras de aforo.

La razón para justificar el uso de rampas 1:2 de entrada y 1:5 en salida, es que al tener un perfil de entrada pronunciada busca evitar que se acumulen los sedimentos y esto modifique el tirante del agua, con respecto a la rampa de salida se ha demostrado en investigaciones posteriores que se produce un resalto hidráulico cuya extensión aguas abajo, permite una disipación de energía adecuada.

Para continuar con la línea de investigación se podría también trabajar con otras formas de perfil triangular, especialmente con aquellas con rampas de 1:2/1:2.

Ecuaciones de descarga.

Para Caudal Modular:

Para un vertedero tipo Crump, se presenta la siguiente ecuación a condiciones modulares.

$$Q = BC_d \sqrt{g} H_1^{\frac{3}{2}} \quad (2.5-7)$$

En donde

$$H = h_1 + \alpha \frac{V_1^2}{2g}$$

B es la longitud de la cresta.

α es el coeficiente de Coriolis, que comúnmente su valor es de 1.0.

Para Flujo Ahogado:

Como el ahogamiento provoca una reducción de caudal, se ha determinado en términos de flujo modular y el flujo que realmente pasa por el vertedero.

$$f = Q/Q_{mod}$$

Se toma como factor de reducción para flujo ahogado. El caudal resulta entonces:

$$Q = fBC_d \sqrt{g} H^{3/2} \quad (2.5-8)$$

En donde f se puede obtener de la siguiente manera:

$$f = \begin{cases} 1.035 \left[0.817 - \left[\frac{h_2}{h_1} \right]^4 \right]^{0.0647} & \text{si } 0.75 < \frac{h_2}{h_1} \leq 0.93 \quad (2.5 - 9a) \\ 8.686 - 8.403 \frac{h_2}{h_1} & \text{si } 0.93 < \frac{h_2}{h_1} \leq 0.985 \quad (2.5 - 9b) \end{cases}$$

Lo anterior es válido para vertedores de perfil triangular con taludes 1:2/1:5. Para perfiles 1:2/1:2 no es recomendable el flujo ahogado; de hecho, para tales perfiles no se reportan calibraciones de laboratorio (Ackers et al. 1978).

De acuerdo al IMTA, las características de un buen funcionamiento se presentan a continuación:

- Para un perfil 1:2/1:5 el coeficiente de descarga es de 0.63 y para 1:2/1:2 el coeficiente de descarga es 0.683.

2.5.2. Orificios

Se define como una abertura practicada en una pared que atraviesa un canal o cierra un depósito que contiene cantidades de agua. Su función principal de un orificio es servir como una toma o de derivación de los flujos.

Se requiere como condición que la superficie libre del agua este por encima del labio superior del orificio, ya que de no ser así, la abertura dejaría de funcionar como orificio, sino como vertedero. En la figura 2.8, se muestra un tipo de orificio que se usa comúnmente en la medición de caudales.

Los orificios que mayormente se usan para la medición tienen forma circular o rectangular y se colocan en un plano vertical perpendicular a la dirección del flujo, de preferencia con descarga sumergida.

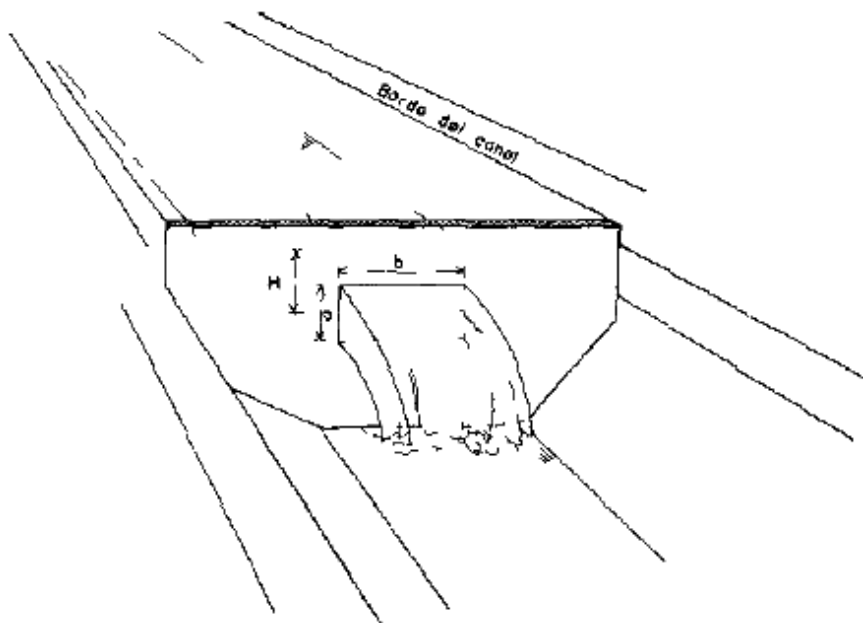


Figura 2. 8: Orificio típico usado en medición.
Fuente: IMTA-Manual de estructuras de aforo.

Análisis de condición de flujo.

Para el análisis que se hace en esta sección se considera que los bordes que forman el perímetro del orificio son delgados y afilados, como se muestra en la fig. 2.9.

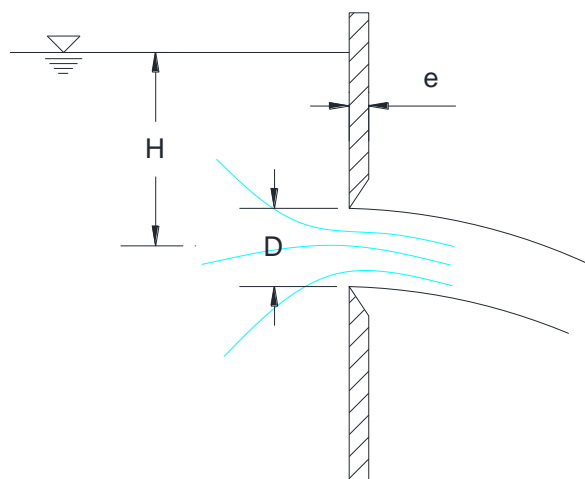


Figura 2. 9: Orificio de pared delgada.
Fuente: Elaboración propia.

Las partículas de agua contenidas en un tramo aguas arriba de un orificio se mueven en dirección del centro del mismo. Por tal razón en la sección del flujo de salida del orificio, por efecto de inercia el chorro se contrae. A esta sección se le llama vena contraída y tiene un A_c menor al área A del orificio. Si consideramos que la velocidad tiene una distribución uniforme y que el plano de referencia coincida con el centro del orificio, la carga hidráulica H se expresara como

$$H = V^2/2g \quad (2.5-10)$$

Donde V es la velocidad media en el orificio. Además, se considera despreciable la velocidad de ingreso aguas arriba y el desnivel entre el centro del orificio y el eje de la vena contraída. Despejamos la velocidad en 2.5-10, tenemos

$$V = \sqrt{2gH} \quad (2.5-11)$$

Esta ecuación 2.5-11, viene a ser la ecuación de Torricelli, pero esta expresión también se puede obtener usando la ecuación de Bernoulli. En la expresión anterior se puede introducir un coeficiente de velocidad C_v para tomar efecto de una distribución no uniforme de velocidades y las pérdidas de energía entre las secciones aguas arriba y abajo. De esta manera obtenemos:

$$V = C_v \sqrt{2gH} \quad (2.5-11)$$

C_v es un coeficiente adimensional con valores ligeramente menores a la unidad.

El área de la sección contraída A_c puede expresarse como una función del área del orificio A en la forma

$$A_c = C_c A$$

En donde C_c es un coeficiente de contracción.

Por lo tanto, el caudal que pasa a través de la sección A_c , se puede expresar como

$$Q = C_c \cdot C_v \cdot A \cdot \sqrt{2gH} \quad (2.5-12)$$

Esta fórmula solo es válida para H medido desde el centro del orificio y el nivel de agua del depósito o sección transversal aguas arriba del orificio.

Los coeficientes de velocidad C_v , de contracción C_c y de descarga C_d son básicamente experimentales. Sin embargo, existe una relación entre ellos. Se puede comprobar que son función exclusivamente del número de Reynolds. Para números de Reynolds $Re > 10^5$, que es el orden que se presenta en las aplicaciones prácticas, los coeficientes toman los siguientes valores constantes

$$\left. \begin{aligned} C_v &= 0.99 \\ C_c &= 0.605 \\ C_d &= 0.600 \end{aligned} \right\} (2.5 - 13)$$

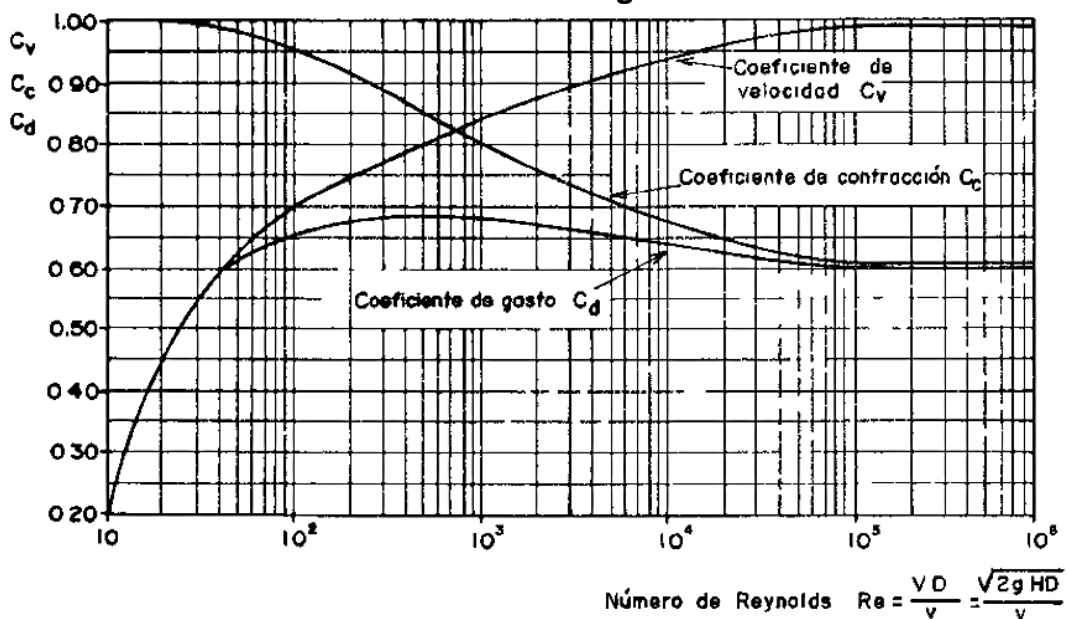
Para números de Reynolds menores, se puede usar la gráfica 2.5.1 que permite calcular los coeficientes.

La expresión para calcular el número de Reynolds es:

$$Re = \frac{VD}{\nu} = \sqrt{2gHD}/\nu \quad (2.5-14)$$

en donde V , D y ν corresponden a la velocidad, el diámetro del orificio y la viscosidad cinemática del fluido, respectivamente.

GRÁFICA 2.5. 1: Coeficientes de velocidad, contracción y de descarga.



Fuente: IMTA-Manual de estructuras de Aforo

La fórmula de Reynolds (2.5-14), se aplica directamente a orificios circulares. Para orificios rectangulares el comportamiento de los coeficientes es prácticamente el mismo de la gráfica 2.5.1. En este caso, en lugar de D , en el cálculo del número de Reynolds, se utiliza la mínima dimensión a del orificio y para el área se toma $A=ab$, en donde b es la dimensión mayor de la sección rectangular.

2.5.3. Aforadores a régimen crítico.

Un aforador es un dispositivo de medición que consiste esencialmente de una contracción en un canal a superficie libre; la contracción se forma por una elevación de la plantilla y el estrechamiento de la sección transversal del canal. Entre las ventajas que presenta este tipo de estructuras, está la de transportar, a través de ella, material que el agua lleva en suspensión o flotación sin causar ningún efecto adverso en su funcionamiento.

Para nuestro análisis crítico vamos a utilizar dos aforadores de garganta corta o reducida:

✓ Aforador Parshall

Es uno de los aforadores más exacto para canales. El aforador consta de tres tramos principales: un tramo de convergencia en la entrada, una garganta paralela uniforme y una transición de salida, así como se muestran en la siguiente figura 2.10. Tanto, aguas arriba y abajo se construyen canales de entrada y salida, según sea necesario.

Hay que resaltar que tanto las paredes como el fondo son planos, y a la arista que se forma por la unión del fondo de la entrada y el de la garganta se le llama *Cresta del*

Medidor y a su longitud se le llama *Tamaño del Medidor* y bibliografías anteriores los han designado por la letra **W**.

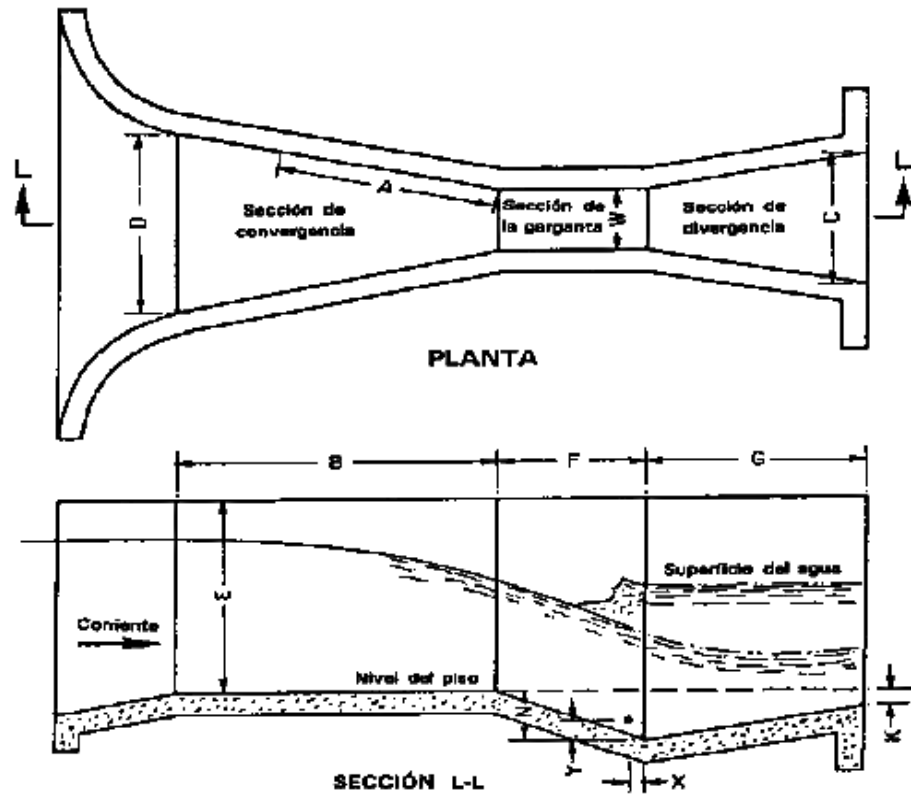


Figura 2. 10: Aforador Parshall en planta y perfil.
Fuente: Design of small canal structures-U.S.B.R.

De acuerdo a las bibliografías revisadas, se mencionan 22 diseños estándar ya estudiados y establecidos, que cubren un rango de caudales desde 0.1 a 93 m³/s.

El funcionamiento de este tipo de estructura está dada de la siguiente manera. La sección convergente de la entrada guía a la vena fluida suavemente hasta la cresta, que viene a ser la sección de control, en donde debido al cambio brusco de pendiente en el piso de la garganta, el agua escurre con un mínimo de energía, es decir con la profundidad crítica cuando el escurrimiento es libre, que

es uno de los dos casos de escurrimiento que pueden efectuarse en dicha estructura, el otro es de escurrimiento sumergido o ahogado.

Al entrar el agua a la cresta del medidor, la velocidad va incrementándose, debido a que la sección va reduciéndose, hasta que al salir de ella empieza a perder velocidad y como esta es menor en el canal aguas abajo, resulta que se produce un resalto hidráulico, cerca del extremo inferior de la garganta; la cual, su ubicación es variable con el caudal que pasa por la cresta, pues para un caudal muy pequeño o muy grande, el resalto se localizara más lejos o más cerca de la garganta, consecuentemente con la carga H_b variara haciéndose más pequeña o aumentando hasta ser igual que H_a .

Cuando la carga H_b es considerablemente menor que la carga H_a , se dice que el medidor trabaja a *Descarga Libre* y en este caso el caudal está en función únicamente de la carga H_a de la entrada; pero cuando la carga H_b defiere un poco de la carga H_a se dice que el medidor trabaja con *Sumergimiento* y entonces el caudal es función de las dos cargas H_a y H_b . (Tabla 2.5.2)

A la relación $S = H_a/H_b$ se llama grado de sumergimiento y es la que determina si en un momento dado el medidor trabaja a descarga libre o con sumergimiento, estas características de escurrimiento, están determinadas con los siguientes valores límites:

TABLA 2.5. 2: Tamaño del medidor W-Descarga libre-Sumersión

Tamaño de medidor	Descarga Libre	Con Sumersión
W menor de 0.30 m	S menor que 0.60	S de 0.60 a 0.95
W entre 0.30 y 2.50 m	S menor que 0.70	S de 0.70 a 0.95
W entre 2.50 y 15.00 m	S menor que 0.80	S de 0.80 a 0.95

Se recomienda que el aforador debe de trabajar a descarga libre porque entonces para calcular el caudal será suficiente solo conocer la altura de carga H_a para sustituirla en la expresión general.

$$Q = kH_a^n$$

En donde los valores de k y n varían con el tamaño del medidor. (Ver tabla 2.5.3)

TABLA 2.5. 3: Diseños estándar de Aforadores Parshall, características hidráulicas

Ancho de Garganta cm	Coeficientes		Ancho de Garganta m	Coeficientes	
	K	n		K	n
2.50	0.0604	1.55	3.05	7.463	1.60
5.00	0.1207	1.55	3.66	8.859	1.60
7.60	0.1771	1.55	4.58	10.96	1.60
15.00	0.3812	1.58	6.10	14.45	1.60
22.50	0.5354	1.53	7.63	17.94	1.60
30.50	0.6909	1.52	9.15	21.44	1.60
45.50	1.056	1.538	12.20	28.43	1.60
61.00	1.428	1.55	15.25	35.41	1.60
91.50	2.184	1.566			
122.00	3.953	1.578			
152.50	3.732	1.587			
183.00	4.519	1.595			
213.50	5.312	1.601			
244.00	6.112	1.607			

Fuente: ITMA-Manual de Estructuras de Aforo.

✓ **Aforador tipo Venturi**

El aforador Venturi es un dispositivo para la evaluación de caudales, este consta de un conducto convergente de entrada y uno divergente de salida, unido por otro denominado garganta, la cual genera un estrechamiento de la vena líquida, dando como resultado una diferencia de presiones. Figura 2.11.

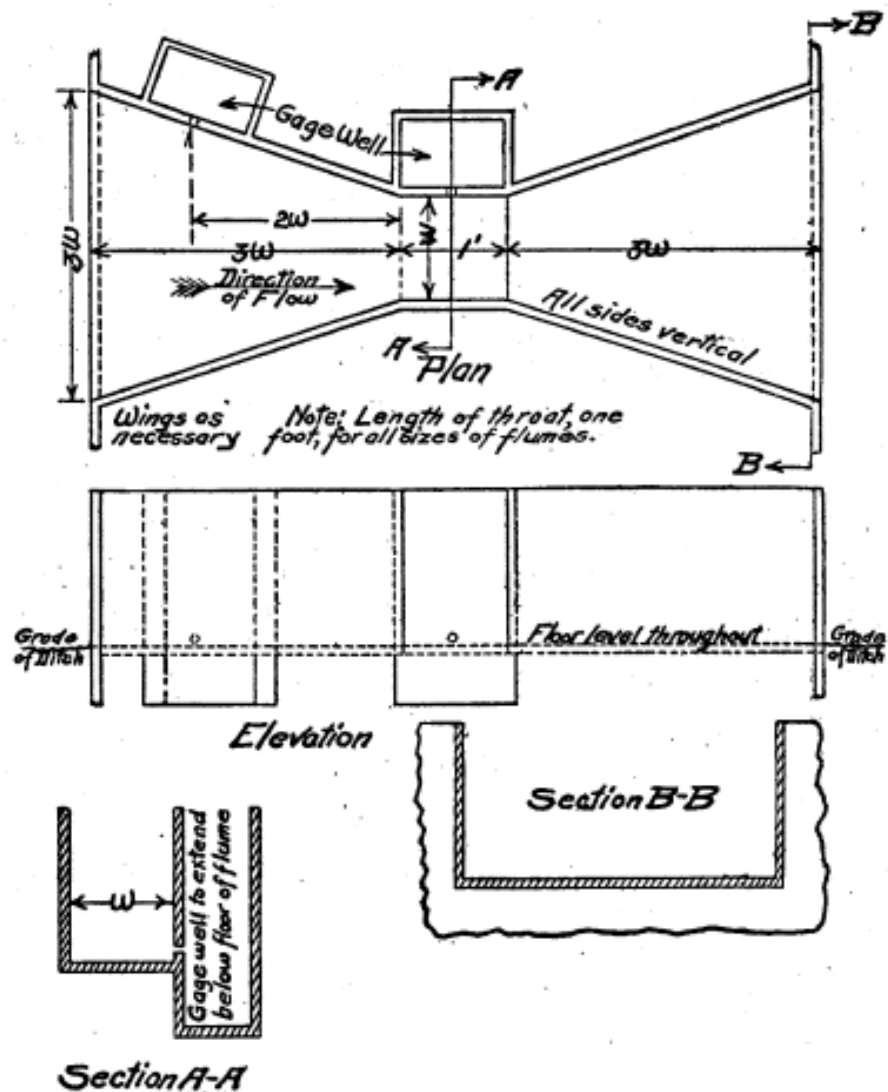


Figura 2. 11: Aforador Venturi en planta y perfil, con sección rectangular.

Fuente: The Flume Venturi-V.M. Cone -U.S.D.A.

La diferencia con el aforador Parshall, es que el canal Venturi, la superficie del piso es plana, como se muestra en la imagen anterior, además, de que su determinación de caudal es mucho más fácil a diferencia del Parshall, y su costo de construcción es mucho más económica.

Determinación de la ecuación para el Aforador Venturi.

El cálculo del caudal (Q) por medio de este aforador se basa en el principio de continuidad entre las secciones representativas 1 y 2 del canal. (Figura 2.12)

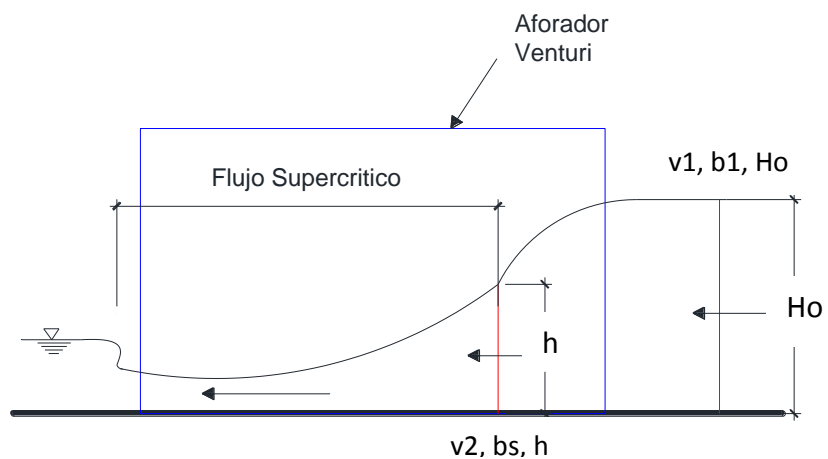


Figura 2. 12: Sección representativa para el cálculo del caudal.

$$Q_1 = Q_2 \quad (2.5-20)$$

$$v_1 \cdot b_1 \cdot H_o = v_2 \cdot b_s \cdot h \quad (2.5-21)$$

Donde:

v_1 : Velocidad del agua en una sección representativa del canal.

b_1 : Anchura del canal en una sección representativa

h : Nivel del agua en una sección representativa.

Si estos resultados se combinan con la ley de Bernoulli entre las secciones representativas 1 y 2, el último resultado es la fórmula de salida:

$$v_1 + h = v_2 + H_o \quad (2.5-22)$$

Donde h_1 y h_2 son alturas piezométricas en las secciones 1 y 2.
Ahora bien, según la ecuación de continuidad.

$$v_1 \cdot b_1 \cdot H_o = v_2 \cdot b_s \cdot h = v_2 \cdot b_s \cdot \frac{2}{3} \cdot H_o$$

Reemplazando, finalmente se obtiene:

$$Q = \mu \cdot C \cdot b_s \cdot \sqrt{g} \cdot H_o^{3/2} \quad (2.5-23)$$

Para lo cual,

Q : Caudal

μ : Coeficiente de salida, para Venturi es: $\mu = 0.985$

C : Coeficiente para la contracción

b_s : Contracción lateral del aforador

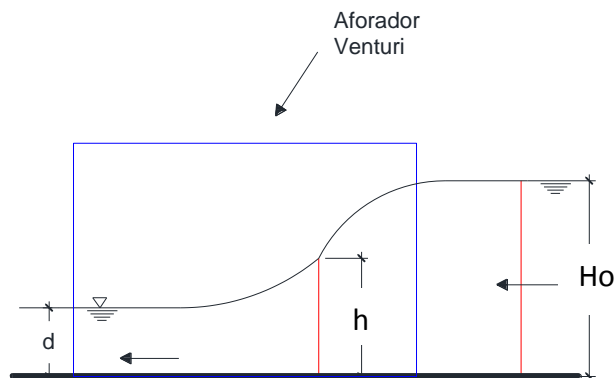
H_o : Altura del canal contracorriente desde la entrada del Aforador

g : Aceleración de la gravedad ($g=9.81 \text{ m/s}^2$)

El coeficiente C es dependiente en el cociente de la contracción en la horizontal.

Cuando funciona a superficie libre se ha obtenido que sus resultados son aceptables siempre y cuando el ahogamiento sea menor del 70% es decir:

$$\frac{d}{H_o} < 0.70$$



La ecuación que da el caudal de forma experimental, para esta condición es:

$$Q = 0.525b_s H_o^{3/2} \sqrt{g}$$

Siendo:

Q : Caudal en l/s

b_s : Sección más estrecha del aforador en cm.

H_o : Tirante aguas arriba en cm.

Funcionando a superficie libre esta estructura puede dar gran precisión.

CAPITULO III: MATERIALES Y METODOS

3.1. MATERIAL

Para el trabajo de investigación se ha diseñado seis dispositivos experimentales que se han considerado en el proyecto

3.2. METODOS

Se tomó como base, las características de diseño, hidráulicas y recomendaciones de diversas bibliografías que tratan sobre el tema en estudio. Además, se ha tomado en cuenta las dimensiones del canal, así como sus acoplamientos, que se encuentran ubicados en cada tramo del canal, así como, de las dimensiones de algunos equipos con lo que se cuenta en el laboratorio, con la finalidad de que sean lo más eficiente posible.

3.3. EQUIPAMIENTO EXPERIMENTAL

3.3.1. Canal de pendiente variable de la UPAO

El equipamiento que se ha utilizado en el Laboratorio de Hidráulica de la Universidad Privada Antenor Orrego, consiste en un canal de Pendiente Variable, adquirido el 2015 a la empresa Didacta Italia, siendo un modelo H91.8D/10m/C, este canal cuenta con una longitud de 10 m, una altura de 0.45 m y un ancho de 0.30 m, las pendientes se pueden ajustar hasta un máximo de +3 grados y mínimo de -0.5 grados.

Sus paredes laterales son de vidrio, para mayor visibilidad en la toma de medidas, y el fondo es de acero inoxidable.

El canal está compuesto de cinco partes importantes, las cuales se describirán a continuación (Martínez, 2011):

1. Tanque de almacenamiento y Bomba de impulsión

El tanque está fabricado de acero inoxidable, cuyas dimensiones de 3 m x 1.5 m x 1.0 m; cuya capacidad es de 3.0 m³ (ver Figura 3.1)

El tanque almacena el agua, el cual es bombeado en el canal y luego regresa a este, generando un ciclo cerrado de circulación del flujo.

Para generar el flujo a lo largo del canal, se encuentra ubicado al costado del tanque, una bomba centrífuga, la cual está equipada con una válvula de mariposa en la aspiración, así mismo existe un

manómetro, el cual permite medir las presiones negativas que puedan producir cavitación en la bomba.

Las características de la Bomba son:

Marca: Calpeda, fabricado en Italia

Potencia: 4 HP (3kW)

Q min/max. = 48 / 150 m³/h

H max/min. = 9.4 / 4 m

2. Tubería de impulsión y Caudalímetro

La tubería de impulsión es de acero inoxidable con un diámetro de 100 mm, el cual conduce el agua del tanque de alimentación al canal.

En esta tubería se encuentra instalado un caudalímetro o rotámetro (ver figura 3.2), el cual consta en su interior de un diafragma con un orificio, y la lectura se realiza en un tubo transparente indicado por un flotador el nivel del agua.

3. Tanque de alimentación del canal

Está ubicado antes del inicio del canal y conecta directamente con este; cuenta con una compuerta, lo cual permite alimentar el canal.

4. Canal de prueba.

La sección de prueba y tanque de descarga tiene la posibilidad de ser inclinada de hasta +3 grados y -0,5 grados, con un mecanismo de manivelas accionado por un motor que permite variar en continuo dicha inclinación.

Donde termina la sección de prueba ha sido prevista una compuerta accionable manualmente, que permite variar el nivel del agua en el interior del canal.

5. Control de mandos.

Se encuentra ubicado fuera del canal y cuenta con un bastidor de soporte.

En dicho cuadro de mando se encuentran ubicados el interruptor general, que abastece de energía a todo el canal, y los botones para dar inicio y parada de la bomba centrífuga y del motor de control de la pendiente, así como detectores térmicos y de seguridad, para evitar el calentamiento del equipo.



Figura 3. 1: Tanque de almacenamiento.



Figura 3. 2: Rotámetro y válvula mariposa de control



Figura 3. 3: Canal de prueba

3.4. DISEÑO Y CONSTRUCCION DE LOS EQUIPOS EXPERIMENTALES

3.4.1. Vertedero de pared delgada tipo Cipolletti.

Para este tipo de vertedero, se asumió características similares, al vertedero rectangular con dos contracciones que se encuentra en el laboratorio, tomando una altura de umbral de 0.20 m, una base (L) de 0.15 m, y una altura máxima de carga de 0.10 m, como se puede apreciar en la figura 3.4. Se corrobora la inclinación del trapecio siendo 1H:4V, dando en el vertical 10 cm y en la horizontal 2.5 cm, el ancho total del vertedero es de 0.30 m.

El espesor $e < 2/3H$, siendo $e < 6.67$ cm, para lo cual se consideró un espesor de 1.50 cm.

Como en el canal, se producen fuerzas de presión en las estructuras, adicional al peso del agua, estas tienden a desplazarse, para lo cual se colocó un soporte en la base, para asegurar el vertedero. Teniendo unas dimensiones de 29.9 cm de ancho y 30 cm de largo con dos orificios en los extremos para la colocación de los pernos de ajuste.

El material con el que se construyó el vertedero es de madera tornillo, la cual tiene mayor resistencia al agua, además se le adiciono varias capas de pintura esmalte para el recubrimiento. Figura 3.5.

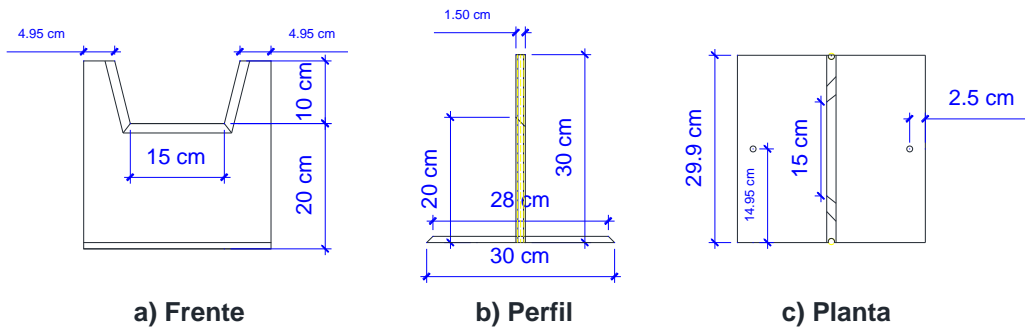


Figura 3. 4: Dimensiones del Vertedero tipo Cipolletti.



b) Frente



a) Perfil



c) Planta

Figura 3. 5: Vertedero tipo Cipolletti.

3.4.2. Vertedero de pared gruesa.

Para el vertedero, se consideró las características que se encuentran en los manuales, con fines de que dicho dispositivo ingrese perfectamente en canal, además se comprobó las características de diseño.

Donde, el ancho se tomó de 29.9 cm, con un umbral (P) de 15 cm y una longitud (b) de 45 cm, teniendo una altura de carga máxima (Hmax.) de 15 cm.

De igual manera se consideró colocar una base de soporte (figura 3.6), para evitar el arrastre producido por la fuerza del agua y darle mayor estabilidad, esta base tiene un ancho de 29.9 cm, una longitud de 55 cm y un espesor de 1 cm.

El material con el que se construyó el vertedero de pared gruesa es de madera tornillo, además se lo revistió con esmalte para darle mayor protección a la humedad, y así no alterar mucho el coeficiente de rugosidad que podría tener esta estructura. A continuación, se muestra en la figura 3.7, el terminado final que tiene dicho dispositivo.

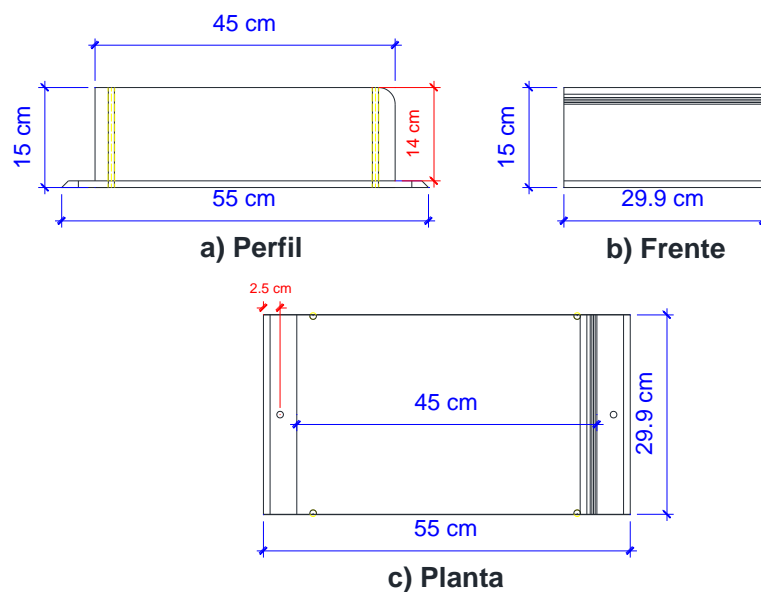
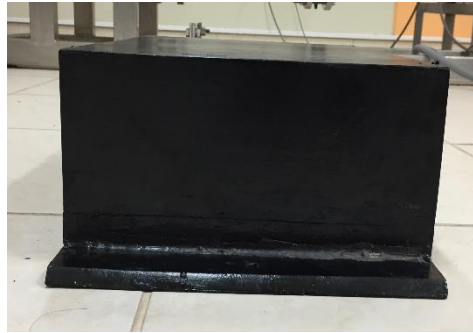


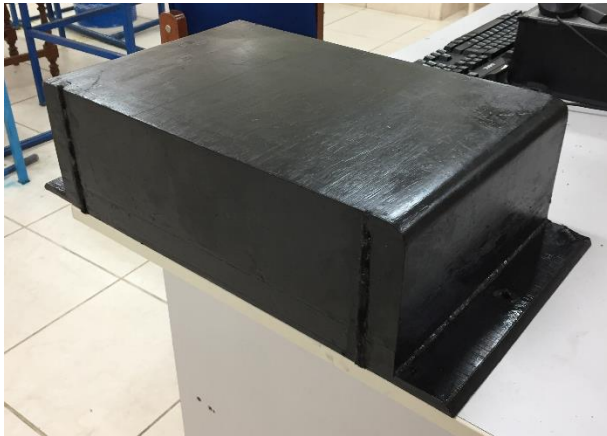
Figura 3. 6: Dimensiones del Vertedero de pared Gruesa



b) Perfil



c) Frente 1



d) Vista general



e) Frente 2

Figura 3. 7: Vertedero de pared Gruesa

3.4.3. Vertedero de cresta ancha tipo Crump.

Las consideraciones de diseño, fueron tomadas de acuerdo a las dimensiones del canal, con la finalidad de que tenga la estabilidad necesaria, para la buena toma de mediciones.

Por lo que se consideró una altura del umbral (P) de 11.3 cm, teniendo un perfil triangular, con una rampa de entrada en 1:2 de 22.6 cm en la horizontal, y una rampa de salida en 1:5 de 56.5 cm, teniendo una longitud total de 79.1 cm (Figura 3.8). Con un ancho de 29.9 cm, con forma rectangular.

También se le considero una base de 29,9 cm de ancho, 1.05 m de longitud y 1 cm de espesor.

El material con que fue construido es de madera tornillo, con pintado con esmalte, figura 3.9.

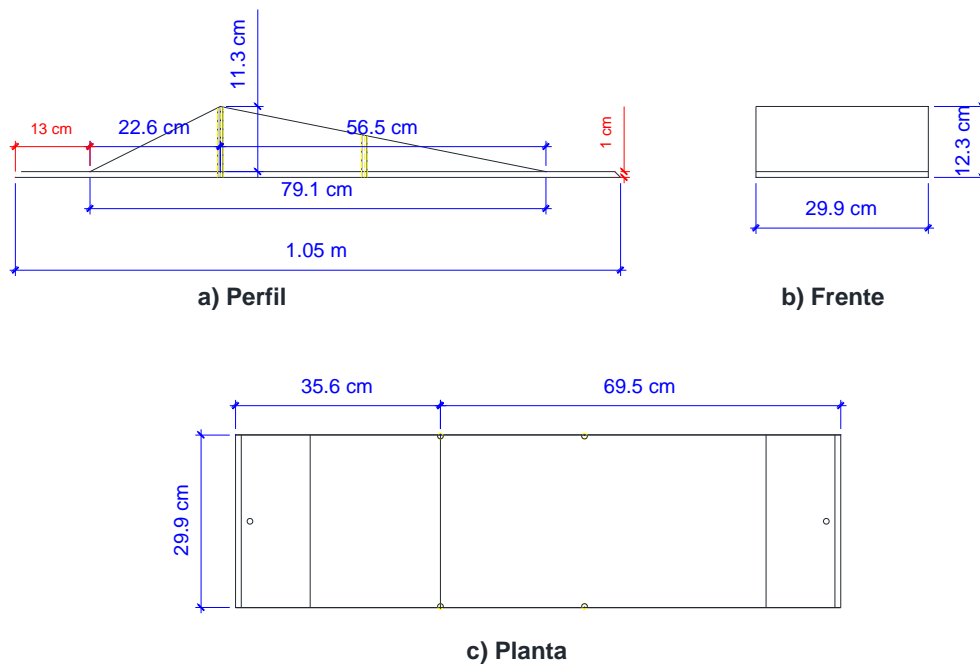


Figura 3. 8: Dimensiones del Vertedero de cresta ancha tipo Crump



a) Perfil



b) Planta



c) Vista general

Figura 3. 9: Vertedero de cresta ancha tipo Crump.

3.4.4. Orificio de pared delgada

Para este tipo de orificio, para su diseño se consideró un diámetro de 10 cm, considerando una altura desde la base hasta el eje del orificio de 15 cm, y altura máxima de carga (H) de 20 cm. Ver figura 3.10.

Para la clasificación como orificio de pared delgada, se tomó como características los vertederos de pared delgada, con la relación de $e < 2/3H$. El material con el que se construyó, es de madera tornillo, así como el pintado con esmalte (Figura 3.11); para darle mayor estabilidad a la estructura se le colocó una base de 29.9 cm de ancho, 30 cm de largo y 1.5 cm de espesor.

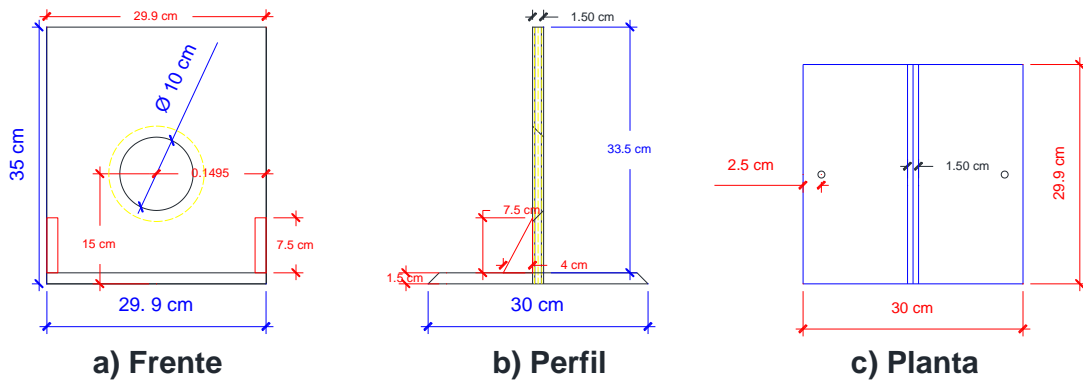


Figura 3. 10: Dimensiones del Orificio de pared delgada.

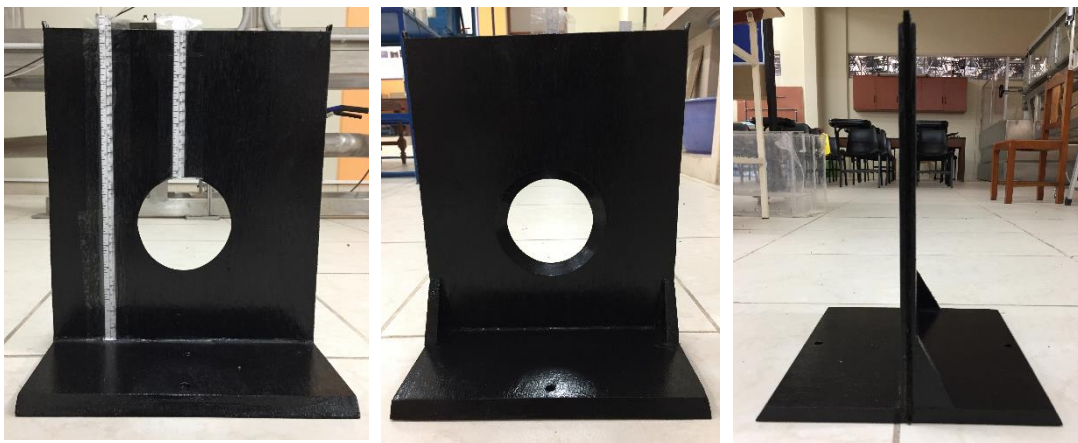


Figura 3. 11: Orificio de pared delgada

3.4.5. Aforador o Canaleta Parshall

Para el diseño del aforador, se tomó como base las medidas proporcionadas por el manual del canal, y se corroboró con las especificaciones proporcionadas en el libro de Diseño de pequeñas estructuras en canales (*Design of small canal structures*), tomando las mediciones para un ancho de garganta de 3 pulgadas (7.60 cm), pero la cual tuvo una modificación para un nuevo análisis, la cual, la garganta del canal se cambió a 4 pulgadas (10 cm). Ver figura 3.12.

El material con el que se construyó dicho equipo, es de acrílico transparente, con un espesor de 5 mm (figura 3.13), para una mayor estabilidad, esta cuenta con una base para anclar la estructura en el canal, de una dimensión de 29.9 cm de ancho y 1.05 m de largo, con dos orificios para los pernos.

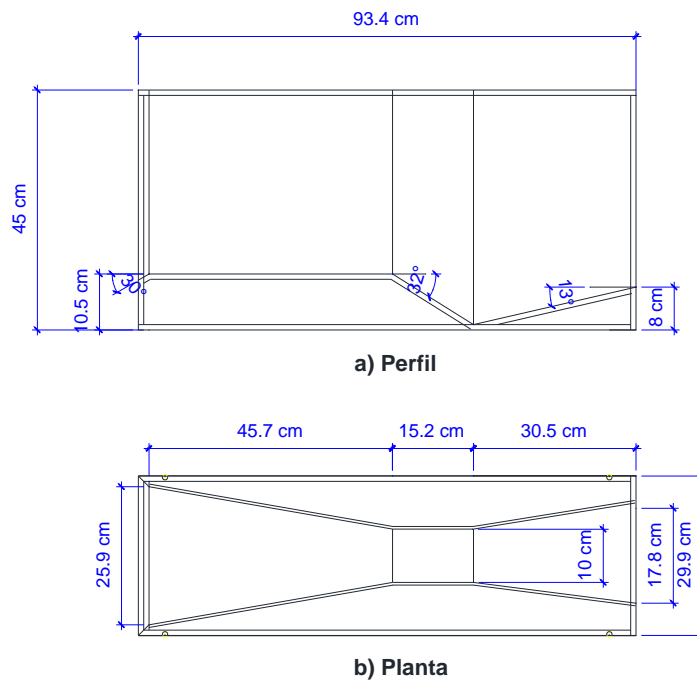
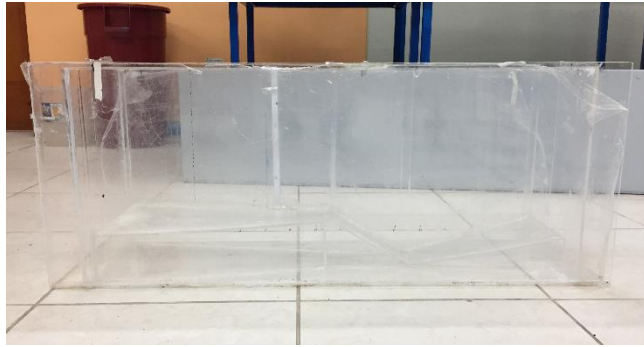


Figura 3. 12: Dimensiones del Aforador Parshall.



a) Perfil



b) Planta



c) Vista general

Figura 3. 13: Aforador Parshall.

3.4.6. Aforador o Canaleta Venturi.

De la misma forma para el diseño, se consultó las bibliografías, como manuales, tesis y libros; tomando como consideración una reducción en la garganta de 12.4 cm, un largo de 85 cm y un alto de 35 cm (Figura 3.14), para comprobar la mayor eficiencia en el canal, la forma del angostamiento se le hizo de forma ovoide, dándole una relación de 1:6, y la longitud de la garganta es 9.5.

Por otro lado, el material con el que se fabricó dicho equipo es de acrílico transparente de 3 mm, como se puede apreciar en la figura 3.15, además cuenta con unos soportes para agarrar el equipo, además de una base 85 cm por 29.9 cm de ancho.

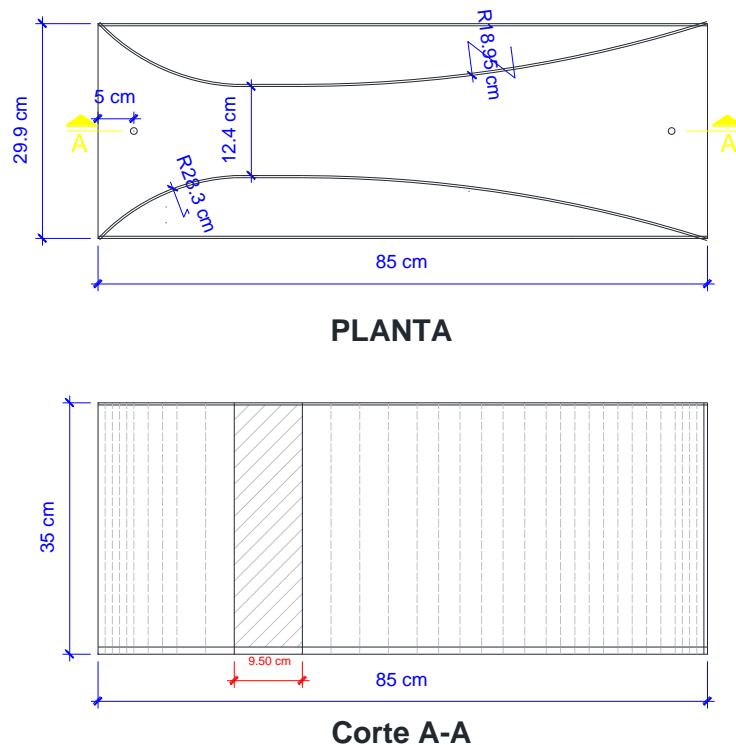


Figura 3. 14: Dimensiones de Canaleta Venturi.



a) Planta



b) Perfil



c) Vista general

Figura 3. 15: Canaleta Venturi.

CAPITULO IV: DESARROLLO Y RESULTADOS

4.1. ALCANCES Y PROCEDIMIENTO

4.1.1. ALCANCES

Los ensayos experimentales se han realizado a condiciones similares que se presentarían en un canal a diferentes flujos, y de las condiciones como funcionarían los equipos de medición hidráulicos en un canal artificial, en las cuales comprenden los fenómenos hidráulicos, tipos de flujo y las características de aforamiento.

Para llevar a cabo este proyecto se utilizó el canal de pendiente variable de la UPAO, la cual permite variar la cantidad de volumen de agua; así como, los diferentes cambios de pendiente, con los que cuenta el canal.

El canal del laboratorio de hidráulica de la UPAO, cuenta con una longitud de diez (10) metros y tiene un ancho de 30 cm.

Al iniciar la toma de datos en el canal, se consideró como bases del caudal a medir a partir de 4.26 lt/s a 22.6 lt/s.

4.1.2. PROCEDIMIENTO

El procedimiento de los ensayos fue el siguiente:

Antes de realizar los ensayos con los equipos, se realizó las siguientes acciones:

- Se ajustó la pendiente del canal en cero, para lo cual se utilizó el medidor de escala vertical, que indica el nivel de inclinación, así como, un nivel de agua.
- Se instaló el dispositivo a ensayar en el medio del canal, dándole los ajustes necesarios para darle la estabilidad requerida.
- Se corroboró que el medidor de caudal se encuentre en cero.
- Los instrumentos de medición como el medidor de velocidad y el medidor de tirante, se ubicaron sobre los equipos experimentales, para corroborar los datos tomados.
- Se ajustó el medidor de velocidad a la altura requerida para tomar la velocidad media.

Procedimiento de Ensayos:

1. Ajustar con la válvula mariposa el caudal que se desea, para lo cual se iniciara con un caudal aproximado al que se desea estudiar.
2. Lectura de los tirantes con los limnimetro, y regla metálica.
3. Lectura con el medidor de velocidad.
4. Aforo volumétrico para el caudal circulante, empleando un recipiente graduado para la recepción del agua (Figura 4.1).
5. Anotación de datos.
6. Para el caso que se realice los ensayos a condiciones de sumersión, se accionara la compuerta al final del canal, para realizar la demostración.



Figura 4. 1: Aforo volumétrico con recipiente graduado.

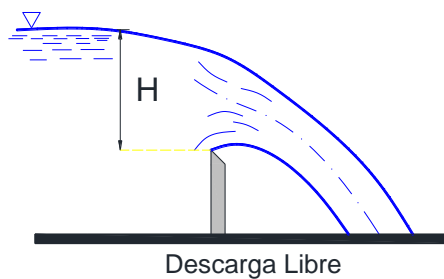
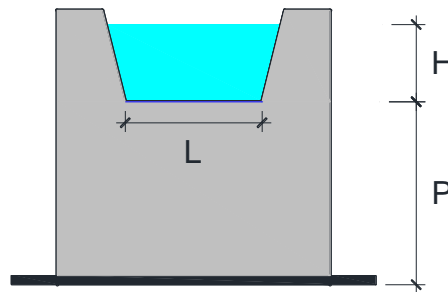
4.2. OBSERVACIONES DE LOS ENSAYOS CON LOS EQUIPOS

Los ensayos se dividieron de acuerdo a cada objetivo de la investigación:

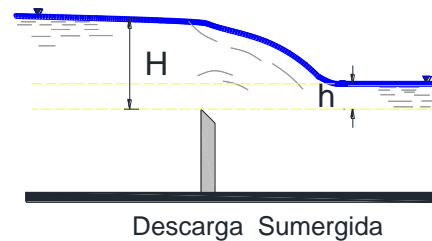
4.2.1. OBJETIVO N°01: Medición de Caudales.

El primer objetivo es identificar de acuerdo a las características de los dispositivos hidráulicos, como influyen en la medición de los caudales, para lo cual se usó los siguientes equipos: el vertedero Cipolletti, Orificio de pared delgada y la Canaleta Parshall. Las mediciones tomadas son un promedio de las que se tomaron en toda la ejecución de la tesis.

4.2.1.1. Vertedero tipo Cipolletti



Descarga Libre



Descarga Sumergida



Figura 4. 2: Vertedero Cipolletti - Descarga Libre.



Figura 4. 3: Vertedero Cipolletti - Descarga sumergida.

Descarga Libre

TABLA 4. 1: MEDICIÓN 1

DATOS CONSTANTES

P= 0.20 m

L= 0.15 m

OBS	Q (m3/s)	H (m)	V (Hz)
1	0.004260	0.0495	16.1
2	0.004801	0.0500	16.6
3	0.005971	0.0535	17.1
4	0.006931	0.0625	17.6
5	0.008566	0.0675	21.1

Descarga Sumergida

TABLA 4. 2: MEDICIÓN 2

DATOS CONSTANTES

P= 0.20 m

L= 0.15 m

Compuerta= 0.187 m

OBS	Q (m3/s)	H (m)	h (m)	V (Hz)
1	0.005885	0.057	0.009	14.325
2	0.006561	0.058	0.012	15.4
3	0.006754	0.0645	0.017	17.3
4	0.008443	0.068	0.019	17.5
5	0.00911	0.076	0.02	20.8

TABLA 4. 3: MEDICIÓN 3

DATOS CONSTANTES

P= 0.20 m

L= 0.15 m

Compuerta= 0.196 m

OBS	Q (m3/s)	H (m)	h (m)	V (Hz)
1	0.005885	0.06	0.007	14.325
2	0.006561	0.0625	0.015	15.4
3	0.006754	0.0645	0.019	17.3
4	0.008443	0.074	0.042	17.5
5	0.00911	0.082	0.027	20.8

Descarga Libre

TABLA 4. 4: MEDICIÓN 4

DATOS CONSTANTES

P= 0.20 m

L= 0.15 m

OBS	Q (m3/s)	H (m)	V (Hz)
1	0.005885	0.053	15.5
2	0.006561	0.0555	15.4
3	0.006754	0.0605	16.95
4	0.008443	0.067	18.6
5	0.00911	0.072	20.5

Descarga Sumergida

TABLA 4. 5: MEDICIÓN 5

DATOS CONSTANTES

P= 0.20 m

L= 0.15 m

Compuerta= 0.187 m

OBS	Q (m3/s)	H (m)	h (m)	V (Hz)
1	0.006038	0.056	0.011	15.96
2	0.006203	0.058	0.012	17.43
3	0.006663	0.0655	0.0145	18.45
4	0.008569	0.073	0.0205	17.7
5	0.00911	0.080	0.022	21

TABLA 4. 6: MEDICIÓN 6

DATOS CONSTANTES

P= 0.20 m

L= 0.15 m

C= 0.197 m

OBS	Q (m3/s)	H (m)	h (m)	V (Hz)
1	0.006038	0.058	0.0185	15.6
2	0.006203	0.061	0.021	16.96
3	0.006663	0.07	0.0275	17.95
4	0.008569	0.077	0.029	16.5
5	0.00911	0.0835	0.036	20.5

4.2.1.2. Orificio de pared delgada

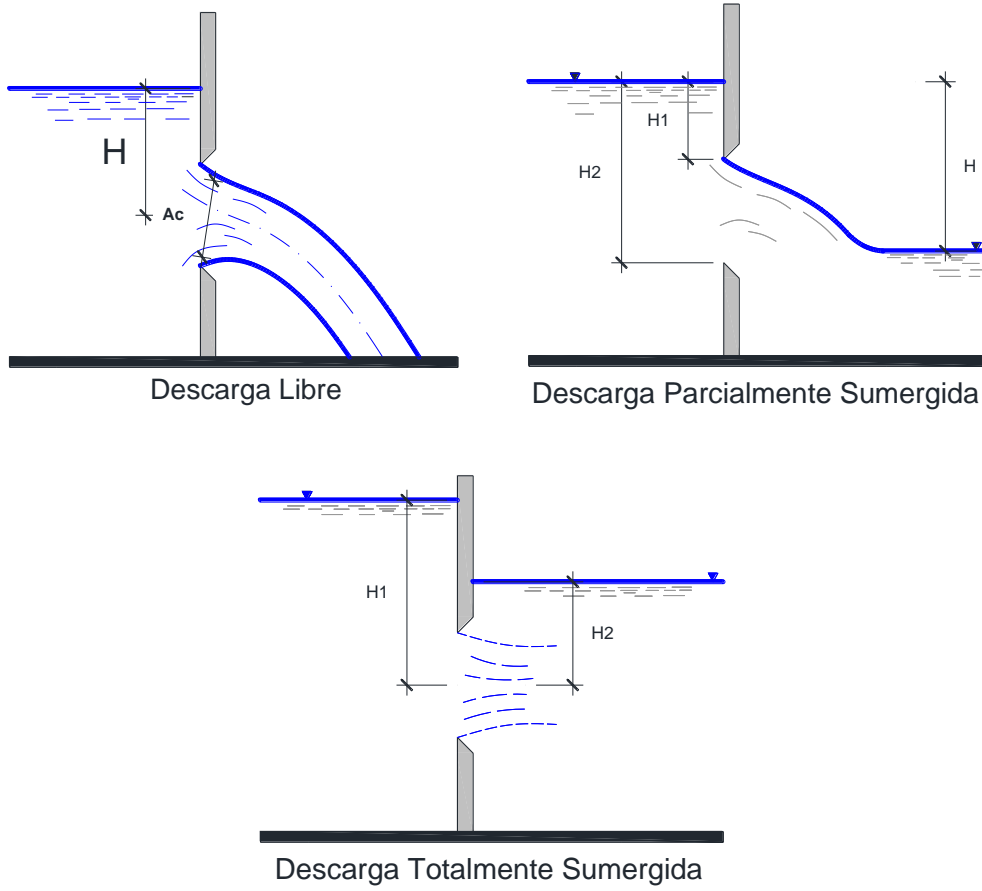


Figura 4. 2: Orificio – Descarga libre.



Figura 4. 3: Orificio – Descarga totalmente sumergida

Descarga Libre

TABLA 4. 7: MEDICIÓN 7

DATOS CONSTANTES

D= 0.105 m

OBS	Q (m3/s)	H (m)	Ac (cm2)	V (Hz)
1	0.006520	0.0825	52.81	16.24
2	0.006821	0.0865	54.11	16.85
3	0.007744	0.1010	54.76	20.1
4	0.008066	0.1195	53.46	21.9
5	0.010028	0.1700	52.17	27.9

Descarga Parcialmente Sumergida

TABLA 4. 8: MEDICIÓN 8

DATOS CONSTANTES

D= 0.105 m

Compuerta= 0.118 m

OBS	Q (m3/s)	H1 (m)	H2 (m)	H (m)	V (Hz)
1	0.006520	0.035	0.14	0.1015	16.7
2	0.006821	0.0385	0.1435	0.1165	20.13
3	0.007744	0.0555	0.1605	0.1245	20.53
4	0.008066	0.079	0.184	0.151	24.08
5	0.010028	0.132	0.237	0.2025	27.54

Descarga Totalmente Sumergida

TABLA 4. 9: MEDICIÓN 9

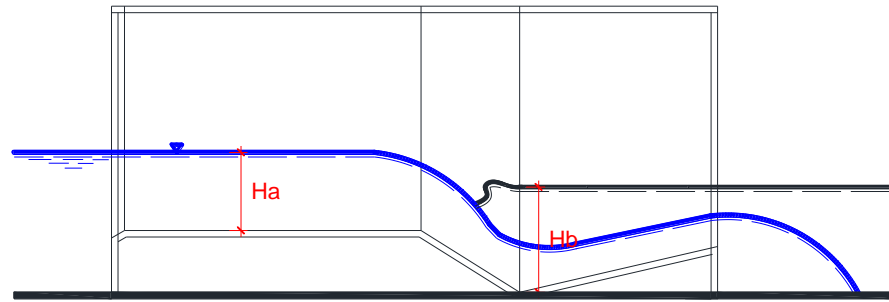
DATOS CONSTANTES

D= 0.105 m

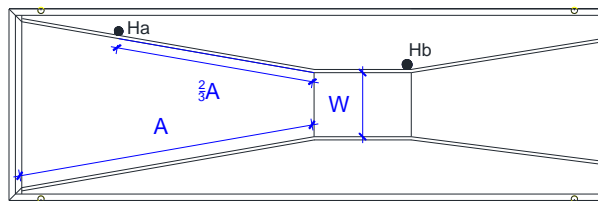
Compuerta= Variable

OBS	Q (m3/s)	H1 (m)	H2 (m)	Comp (m)	V (Hz)
1	0.006520	0.1495	0.074	0.196	19
2	0.006821	0.159	0.077	0.203	19.03
3	0.007744	0.1765	0.0815	0.2	20.78
4	0.008066	0.1945	0.0785	0.198	24.25
5	0.010028	--	--	--	--

4.2.1.3. Aforador o Canaleta Parshall



Perfil



Planta



Figura 4. 4: Aforador Parshall – Descarga libre.

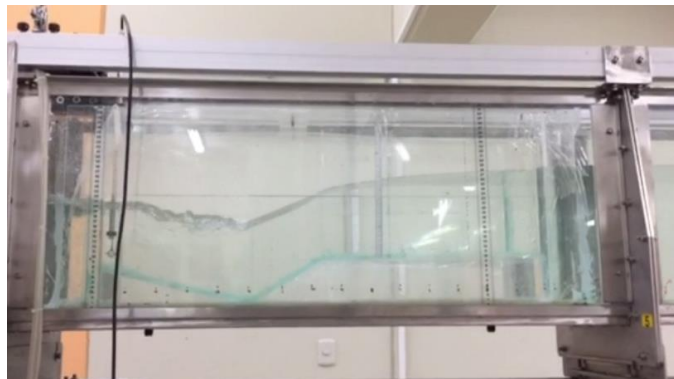


Figura 4. 5: Aforador Parshall – Descarga sumergida.

Descarga Libre

TABLA 4. 10: MEDICIÓN 10

DATOS CONSTANTES

W= 0.10 m

OBS	Q (m3/s)	Ha (m)	V (Hz)
1	0.008802	0.1085	10.6
2	0.01011	0.1215	11.4
3	0.013503	0.137	12.8
4	0.014599	0.147	12.7
5	0.017146	0.1685	13.8
6	0.018882	0.1795	14.1

Descarga Sumergida

TABLA 4. 11: MEDICIÓN 11

DATOS CONSTANTES

W= 0.10 m

Compuerta= 0.125 m

OBS	Q (m3/s)	Ha (m)	Hb (m)	V-Ha (Hz)	V-Hb (Hz)
1	0.008802	0.1105	0.136	10.00	24.00
2	0.01011	0.1245	0.1375	11.60	28.50
3	0.013503	0.1415	0.1415	12.10	33.30
4	0.014599	0.149	0.137	12.90	33.40
5	0.017146	0.1695	0.1405	14.00	37.00
6	0.018882	0.1855	0.174	14.70	36.10

4.2.2. OBJETIVO N°02: Medición de Energía Específica.

El segundo objetivo es determinar, el perfil generado por la energía específica influenciado por los equipos diseñados, para lo cual se utilizaron el aforador Venturi y el Vertedero de pared Guesa. Del mismo modo que los datos anteriores se tomaron las mediciones promedias.

4.3.2.1. Aforador o Canaleta Venturi

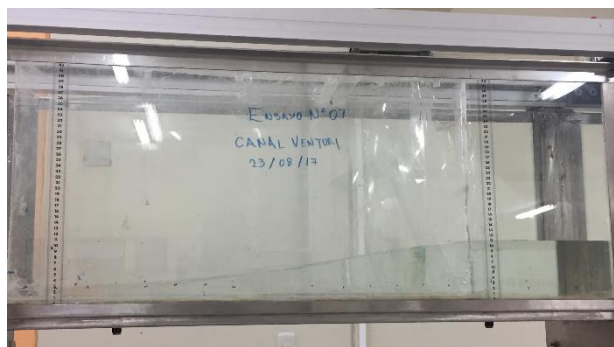
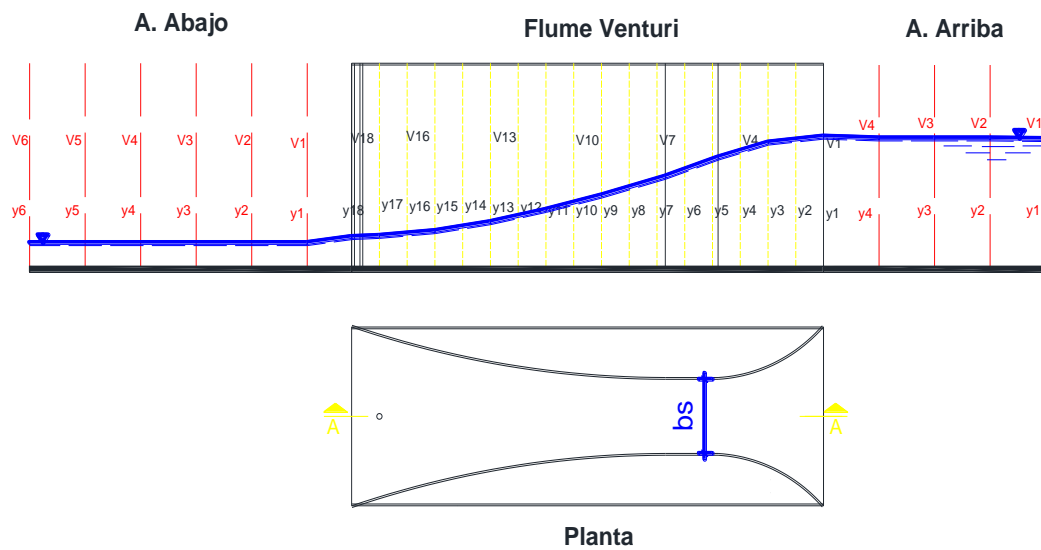


Figura 4. 6: Aforador Venturi – Descarga libre.

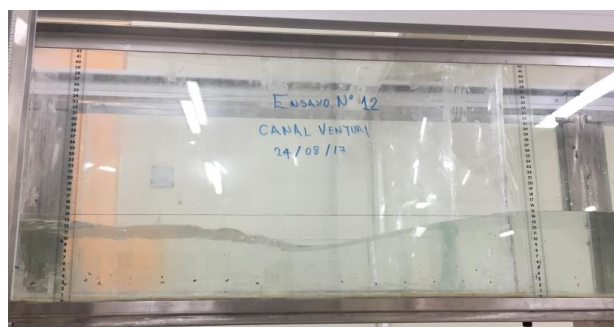


Figura 4. 7: Aforador Parshall – Descarga sumergida.

Descarga Libre

TABLA 4. 12: MEDICIÓN 12

DATOS CONSTANTES

Qo= 0.006726 m³/s

bs= 0.124 m

AGUAS ARRIBA							
Ítem	Tramo (cm)	Tirantes (cm)	Vi* (Hz)	Ítem	Tramo (cm)	Tirantes (cm)	Vi (Hz)
1	20.0	9.80	5.75	3	10.0	10.00	5.73
2	20.0	9.90		4	10.0	10.20	
EN LA CANALETA							
Ítem	Tramo (cm)	Tirantes (cm)	Vi (Hz)	Ítem	Tramo (cm)	Tirantes (cm)	Vi (Hz)
1	0.0	10.20	7.97	10	5.0	5.10	28.70
2	5.0	10.00		11	5.0	4.60	
3	5.0	9.80		12	5.0	4.30	
4	5.0	9.40	11.98	13	5.0	3.80	31.20
5	5.0	8.60		14	5.0	3.50	
6	5.0	7.70		15	5.0	3.30	
7	5.0	7.05	22.50	16	5.0	3.00	33.97
8	5.0	6.70		17	5.0	3.30	
9	5.0	6.50		18	5.0	2.90	34.10
AGUAS ABAJO							
Item	Tramo (cm)	Tirantes (cm)	Vi (Hz)	Item	Tramo (cm)	Tirantes (cm)	Vi (Hz)
1	10.0	1.80		4	20.0	1.50	
2	10.0	1.50		5	20.0	2.10	42.42
3	20.0	1.50	39.60	6	20.0	2.00	

Vi*: Velocidad inicial, medida en Hertz

TABLA 4. 13: MEDICIÓN 13

DATOS CONSTANTES

Qo= 0.010524 m³/s

bs= 0.124 m

AGUAS ARRIBA							
Item	Tramo (cm)	Tirantes (cm)	Vi* (Hz)	Item	Tramo (cm)	Tirantes (cm)	Vi (Hz)
1	20.0	13.30	6.45	3	10.0	13.45	6.30
2	20.0	13.30		4	10.0	13.60	
EN LA CANALETA							
Item	Tramo (cm)	Tirantes (cm)	Vi (Hz)	Item	Tramo (cm)	Tirantes (cm)	Vi (Hz)
1	0.0	13.50	9.00	10	5.0	6.50	31.77
2	5.0	13.10		11	5.0	5.70	
3	5.0	12.70		12	5.0	5.20	
4	5.0	12.20	17.60	13	5.0	4.80	34.50
5	5.0	12.30		14	5.0	4.30	
6	5.0	10.25		15	5.0	4.10	
7	5.0	9.25	26.97	16	5.0	3.90	36.18
8	5.0	8.30		17	5.0	3.80	
9	5.0	7.80		18	5.0	3.80	36.10
AGUAS ABAJO							
Item	Tramo (cm)	Tirantes (cm)	Vi (Hz)	Item	Tramo (cm)	Tirantes (cm)	Vi (Hz)
1	10.0	2.90		4	20.0	2.10	
2	10.0	2.00		5	20.0	2.50	34.10
3	20.0	2.10	41.92	6	20.0	2.60	

Vi*: Velocidad inicial, medida en Hertz

TABLA 4. 14: MEDICIÓN 14

DATOS CONSTANTES

Qo= 0.012132 m³/s

bs= 0.124 m

AGUAS ARRIBA							
Item	Tramo (cm)	Tirantes (cm)	Vi* (Hz)	Item	Tramo (cm)	Tirantes (cm)	Vi (Hz)
1	20.0	14.50	7.00	3	10.0	14.70	7.35
2	20.0	14.60		4	10.0	14.80	
EN LA CANALETA							
Item	Tramo (cm)	Tirantes (cm)	Vi (Hz)	Item	Tramo (cm)	Tirantes (cm)	Vi (Hz)
1	0.0	14.90	10.60	10	5.0	7.50	32.95
2	5.0	14.40		11	5.0	6.60	
3	5.0	14.00		12	5.0	6.00	
4	5.0	13.80	20.05	13	5.0	5.20	35.07
5	5.0	12.30		14	5.0	4.90	
6	5.0	11.30		15	5.0	4.20	
7	5.0	10.25	28.10	16	5.0	3.90	36.93
8	5.0	9.30		17	5.0	3.70	
9	5.0	8.50		18	5.0	3.70	40.78
AGUAS ABAJO							
Item	Tramo (cm)	Tirantes (cm)	Vi (Hz)	Item	Tramo (cm)	Tirantes (cm)	Vi (Hz)
1	10.0	3.00		4	20.0	2.20	
2	10.0	2.50		5	20.0	2.50	33.53
3	20.0	2.30	41.40	6	20.0	3.00	

Vi*: Velocidad inicial, medida en Hertz

TABLA 4. 15: MEDICIÓN 15

DATOS CONSTANTES

Qo= 0.015074 m³/s

bs= 0.124 m

AGUAS ARRIBA							
Item	Tramo (cm)	Tirantes (cm)	Vi* (Hz)	Item	Tramo (cm)	Tirantes (cm)	Vi (Hz)
1	20.0	16.75	8.20	3	10.0	17.00	8.35
2	20.0	16.80		4	10.0	17.10	
EN LA CANALETA							
Item	Tramo (cm)	Tirantes (cm)	Vi (Hz)	Item	Tramo (cm)	Tirantes (cm)	Vi (Hz)
1	0.0	17.10	11.15	10	5.0	8.50	33.85
2	5.0	16.60		11	5.0	7.30	
3	5.0	16.20		12	5.0	6.50	
4	5.0	15.30	21.53	13	5.0	5.70	38.00
5	5.0	14.45		14	5.0	5.10	
6	5.0	13.60		15	5.0	4.70	
7	5.0	12.00	30.70	16	5.0	4.50	39.43
8	5.0	10.90		17	5.0	4.30	
9	5.0	10.05		18	5.0	4.10	40.87
AGUAS ABAJO							
Item	Tramo (cm)	Tirantes (cm)	Vi (Hz)	Item	Tramo (cm)	Tirantes (cm)	Vi (Hz)
1	10.0	3.20		4	20.0	2.70	
2	10.0	3.20		5	20.0	2.80	36.20
3	20.0	3.00	43.53	6	20.0	2.30	

Vi*: Velocidad inicial, medida en Hertz

TABLA 4. 16: MEDICIÓN 16

DATOS CONSTANTES

Qo= 0.017726 m³/s

bs= 0.124 m

AGUAS ARRIBA							
Item	Tramo (cm)	Tirantes (cm)	Vi* (Hz)	Item	Tramo (cm)	Tirantes (cm)	Vi (Hz)
1	20.0	18.55	8.45	3	10.0	18.80	8.40
2	20.0	18.65		4	10.0	19.00	
EN LA CANALETA							
Item	Tramo (cm)	Tirantes (cm)	Vi (Hz)	Item	Tramo (cm)	Tirantes (cm)	Vi (Hz)
1	0.0	18.95	10.77	10	5.0	9.30	36.07
2	5.0	18.35		11	5.0	8.45	
3	5.0	17.90		12	5.0	7.50	
4	5.0	17.10	20.50	13	5.0	6.50	40.20
5	5.0	16.10		14	5.0	5.80	
6	5.0	14.55		15	5.0	5.20	
7	5.0	13.15	32.80	16	5.0	5.00	43.40
8	5.0	11.65		17	5.0	4.80	
9	5.0	10.50		18	5.0	4.50	46.33
AGUAS ABAJO							
Item	Tramo (cm)	Tirantes (cm)	Vi (Hz)	Item	Tramo (cm)	Tirantes (cm)	Vi (Hz)
1	10.0	3.50		4	20.0	3.90	
2	10.0	3.30		5	20.0	3.00	40.53
3	20.0	3.10	48.70	6	20.0	3.50	

Vi*: Velocidad inicial, medida en Hertz

TABLA 4. 17: MEDICIÓN 17

DATOS CONSTANTES

Qo= 0.019063 m³/s

bs= 0.124 m

AGUAS ARRIBA							
Item	Tramo (cm)	Tirantes (cm)	Vi* (Hz)	Item	Tramo (cm)	Tirantes (cm)	Vi (Hz)
1	20.0	20.00	8.88	3	10.0	20.20	8.60
2	20.0	20.05		4	10.0	20.30	
EN LA CANALETA							
Item	Tramo (cm)	Tirantes (cm)	Vi (Hz)	Item	Tramo (cm)	Tirantes (cm)	Vi (Hz)
1	0.0	20.35	10.77	10	5.0	10.10	36.07
2	5.0	19.95		11	5.0	8.60	
3	5.0	19.40		12	5.0	7.90	
4	5.0	18.70	20.50	13	5.0	6.80	40.20
5	5.0	17.20		14	5.0	6.00	
6	5.0	15.30		15	5.0	5.35	
7	5.0	14.00	32.80	16	5.0	5.10	43.40
8	5.0	13.10		17	5.0	4.70	
9	5.0	11.30		18	5.0	4.40	46.33
AGUAS ABAJO							
Item	Tramo (cm)	Tirantes (cm)	Vi (Hz)	Item	Tramo (cm)	Tirantes (cm)	Vi (Hz)
1	10.0	3.70		4	20.0	3.00	
2	10.0	3.50		5	20.0	3.20	40.53
3	20.0	3.00	48.70	6	20.0	4.30	

Vi*: Velocidad inicial, medida en Hertz

TABLA 4. 18: MEDICIÓN 18

DATOS CONSTANTES

Qo= 0.021037 m³/s

bs= 0.124 m

AGUAS ARRIBA							
Item	Tramo (cm)	Tirantes (cm)	Vi* (Hz)	Item	Tramo (cm)	Tirantes (cm)	Vi (Hz)
1	20.0	21.35	8.87	3	10.0	21.50	9.15
2	20.0	21.50		4	10.0	21.70	
EN LA CANALETA							
Item	Tramo (cm)	Tirantes (cm)	Vi (Hz)	Item	Tramo (cm)	Tirantes (cm)	Vi (Hz)
1	0.0	21.80	10.60	10	5.0	11.10	42.45
2	5.0	21.30		11	5.0	9.55	
3	5.0	20.80		12	5.0	9.00	
4	5.0	19.90	25.03	13	5.0	7.50	42.33
5	5.0	18.30		14	5.0	6.60	
6	5.0	16.90		15	5.0	6.00	
7	5.0	15.10	36.77	16	5.0	5.50	44.75
8	5.0	13.65		17	5.0	5.20	
9	5.0	11.95		18	5.0	5.00	49.58
AGUAS ABAJO							
Item	Tramo (cm)	Tirantes (cm)	Vi (Hz)	Item	Tramo (cm)	Tirantes (cm)	Vi (Hz)
1	10.0	4.00		4	20.0	3.30	
2	10.0	3.70		5	20.0	3.30	44.50
3	20.0	3.50	47.33	6	20.0	4.00	

Vi*: Velocidad inicial, medida en Hertz

Descarga Sumergida

TABLA 4. 19: MEDICIÓN 19

DATOS CONSTANTES

Qo= 0.006726 m³/s

Compuerta= 0.05 m

bs= 0.124 m

AGUAS ARRIBA							
Ítem	Tramo (cm)	Tirantes (cm)	Vi* (Hz)	Ítem	Tramo (cm)	Tirantes (cm)	Vi (Hz)
1	20.0	9.80	5.35	3	10.0	10.00	5.50
2	20.0	9.90		4	10.0	10.10	
EN LA CANALETA							
Ítem	Tramo (cm)	Tirantes (cm)	Vi (Hz)	Ítem	Tramo (cm)	Tirantes (cm)	Vi (Hz)
1	0.0	10.25	8.45	10	5.0	5.80	26.10
2	5.0	10.10		11	5.0	6.00	
3	5.0	9.70		12	5.0	7.00	
4	5.0	9.00	14.03	13	5.0	7.50	19.20
5	5.0	8.50		14	5.0	7.60	
6	5.0	7.45		15	5.0	7.80	
7	5.0	6.80	22.70	16	5.0	8.00	17.30
8	5.0	6.70		17	5.0	8.10	
9	5.0	6.35		18	5.0	8.15	14.70
AGUAS ABAJO							
Ítem	Tramo (cm)	Tirantes (cm)	Vi (Hz)	Ítem	Tramo (cm)	Tirantes (cm)	Vi (Hz)
1	10.0	8.10		4	20.0	8.40	
2	10.0	8.20		5	20.0	8.50	7.40
3	20.0	8.30	9.77	6	20.0	8.50	

Vi*: Velocidad inicial, medida en Hertz

TABLA 4. 20: MEDICIÓN 20

DATOS CONSTANTES

Qo= 0.010524 m³/s Compuerta= 0.075 m

bs= 0.124 m

AGUAS ARRIBA							
Ítem	Tramo (cm)	Tirantes (cm)	Vi* (Hz)	Ítem	Tramo (cm)	Tirantes (cm)	Vi (Hz)
1	20.0	13.30	6.00	3	10.0	13.50	6.70
2	20.0	13.40		4	10.0	13.60	
EN LA CANALETA							
Ítem	Tramo (cm)	Tirantes (cm)	Vi (Hz)	Ítem	Tramo (cm)	Tirantes (cm)	Vi (Hz)
1	0.0	13.70	8.80	10	5.0	10.00	23.63
2	5.0	13.50		11	5.0	10.75	
3	5.0	12.90		12	5.0	11.35	
4	5.0	12.10	17.85	13	5.0	11.30	18.67
5	5.0	11.40		14	5.0	11.30	
6	5.0	10.50		15	5.0	11.60	
7	5.0	9.55	25.00	16	5.0	11.60	17.15
8	5.0	9.30		17	5.0	11.70	
9	5.0	9.50		18	5.0	11.90	15.85
AGUAS ABAJO							
Ítem	Tramo (cm)	Tirantes (cm)	Vi (Hz)	Ítem	Tramo (cm)	Tirantes (cm)	Vi (Hz)
1	10.0	12.20		4	20.0	12.60	
2	10.0	12.40		5	20.0	12.60	8.84
3	20.0	12.60	12.97	6	20.0	12.60	

Vi*: Velocidad inicial, medida en Hertz

TABLA 4. 21: MEDICIÓN 21

DATOS CONSTANTES

Qo= 0.012132 m³/s Compuerta= 0.075 m

bs= 0.124 m

AGUAS ARRIBA							
Ítem	Tramo (cm)	Tirantes (cm)	Vi* (Hz)	Ítem	Tramo (cm)	Tirantes (cm)	Vi (Hz)
1	20.0	14.60	7.10	3	10.0	14.90	7.10
2	20.0	14.70		4	10.0	15.00	
EN LA CANALETA							
Ítem	Tramo (cm)	Tirantes (cm)	Vi (Hz)	Ítem	Tramo (cm)	Tirantes (cm)	Vi (Hz)
1	0.0	15.05	9.23	10	5.0	10.50	26.95
2	5.0	14.85		11	5.0	11.30	
3	5.0	14.40		12	5.0	11.70	
4	5.0	13.70	19.97	13	5.0	12.00	21.00
5	5.0	12.70		14	5.0	12.10	
6	5.0	11.75		15	5.0	12.20	
7	5.0	10.70	27.05	16	5.0	12.60	17.65
8	5.0	9.80		17	5.0	13.00	
9	5.0	9.50		18	5.0	13.10	17.13
AGUAS ABAJO							
Ítem	Tramo (cm)	Tirantes (cm)	Vi (Hz)	Ítem	Tramo (cm)	Tirantes (cm)	Vi (Hz)
1	10.0	13.20		4	20.0	13.70	
2	10.0	13.50		5	20.0	13.70	9.77
3	20.0	13.70	15.73	6	20.0	13.65	

Vi*: Velocidad inicial, medida en Hertz

TABLA 4. 22: MEDICIÓN 22

DATOS CONSTANTES

Qo= 0.015074 m³/s Compuerta= 0.075 m

bs= 0.124 m

AGUAS ARRIBA							
Ítem	Tramo (cm)	Tirantes (cm)	Vi* (Hz)	Ítem	Tramo (cm)	Tirantes (cm)	Vi (Hz)
1	20.0	16.70	8.35	3	10.0	16.80	8.30
2	20.0	16.80		4	10.0	17.15	
EN LA CANALETA							
Ítem	Tramo (cm)	Tirantes (cm)	Vi (Hz)	Ítem	Tramo (cm)	Tirantes (cm)	Vi (Hz)
1	0.0	17.15	10.60	10	5.0	9.20	30.75
2	5.0	16.80		11	5.0	10.20	
3	5.0	16.30		12	5.0	11.60	
4	5.0	15.60	21.80	13	5.0	12.30	27.27
5	5.0	14.30		14	5.0	12.50	
6	5.0	13.00		15	5.0	12.70	
7	5.0	11.60	29.13	16	5.0	13.50	24.63
8	5.0	10.60		17	5.0	13.50	
9	5.0	9.70		18	5.0	13.70	22.88
AGUAS ABAJO							
Ítem	Tramo (cm)	Tirantes (cm)	Vi (Hz)	Ítem	Tramo (cm)	Tirantes (cm)	Vi (Hz)
1	10.0	13.80		4	20.0	14.70	
2	10.0	14.20		5	20.0	14.70	11.13
3	20.0	14.70	18.43	6	20.0	14.70	

Vi*: Velocidad inicial, medida en Hertz

TABLA 4. 23: MEDICIÓN 23

DATOS CONSTANTES

Qo= 0.017726 m³/s Compuerta= 0.100 m

bs= 0.124 m

AGUAS ARRIBA							
Ítem	Tramo (cm)	Tirantes (cm)	Vi* (Hz)	Ítem	Tramo (cm)	Tirantes (cm)	Vi (Hz)
1	20.0	19.25	8.20	3	10.0	19.40	8.30
2	20.0	19.30		4	10.0	19.65	
EN LA CANALETA							
Ítem	Tramo (cm)	Tirantes (cm)	Vi (Hz)	Ítem	Tramo (cm)	Tirantes (cm)	Vi (Hz)
1	0.0	19.50	11.25	10	5.0	15.30	25.87
2	5.0	19.25		11	5.0	15.50	
3	5.0	18.90		12	5.0	15.90	
4	5.0	18.30	21.33	13	5.0	16.10	22.43
5	5.0	17.00		14	5.0	16.30	
6	5.0	15.65		15	5.0	16.50	
7	5.0	14.50	27.47	16	5.0	16.60	17.45
8	5.0	14.00		17	5.0	17.00	
9	5.0	14.00		18	5.0	17.00	15.93
AGUAS ABAJO							
Ítem	Tramo (cm)	Tirantes (cm)	Vi (Hz)	Ítem	Tramo (cm)	Tirantes (cm)	Vi (Hz)
1	10.0	17.30		4	20.0	17.90	
2	10.0	17.40		5	20.0	18.00	10.00
3	20.0	17.90	11.95	6	20.0	17.95	

Vi*: Velocidad inicial, medida en Hertz

TABLA 4. 24: MEDICIÓN 24

DATOS CONSTANTES

Qo= 0.019063 m³/s Compuerta= 0.100 m

bs= 0.124 m

AGUAS ARRIBA							
Ítem	Tramo (cm)	Tirantes (cm)	Vi* (Hz)	Ítem	Tramo (cm)	Tirantes (cm)	Vi (Hz)
1	20.0	20.50	8.45	3	10.0	20.75	8.75
2	20.0	20.60		4	10.0	20.90	
EN LA CANALETA							
Ítem	Tramo (cm)	Tirantes (cm)	Vi (Hz)	Ítem	Tramo (cm)	Tirantes (cm)	Vi (Hz)
1	0.0	20.70	11.75	10	5.0	15.20	29.00
2	5.0	20.50		11	5.0	15.40	
3	5.0	20.20		12	5.0	16.00	
4	5.0	19.20	21.50	13	5.0	15.70	25.75
5	5.0	18.00		14	5.0	16.00	
6	5.0	16.90		15	5.0	17.00	
7	5.0	15.50	30.95	16	5.0	17.00	20.50
8	5.0	14.30		17	5.0	17.10	
9	5.0	13.40		18	5.0	17.50	18.00
AGUAS ABAJO							
Ítem	Tramo (cm)	Tirantes (cm)	Vi (Hz)	Ítem	Tramo (cm)	Tirantes (cm)	Vi (Hz)
1	10.0	17.50		4	20.0	18.50	
2	10.0	17.70		5	20.0	18.50	10.68
3	20.0	18.50	13.60	6	20.0	18.50	

Vi*: Velocidad inicial, medida en Hertz

TABLA 4. 25: MEDICIÓN 25

DATOS CONSTANTES

Qo= 0.021037 m³/s Compuerta= 0.100 m

bs= 0.124 m

AGUAS ARRIBA							
Ítem	Tramo (cm)	Tirantes (cm)	Vi* (Hz)	Ítem	Tramo (cm)	Tirantes (cm)	Vi (Hz)
1	20.0	21.85	8.47	3	10.0	22.10	8.27
2	20.0	21.90		4	10.0	22.35	
EN LA CANALETA							
Ítem	Tramo (cm)	Tirantes (cm)	Vi (Hz)	Ítem	Tramo (cm)	Tirantes (cm)	Vi (Hz)
1	0.0	22.20	9.83	10	5.0	15.50	28.75
2	5.0	21.90		11	5.0	16.20	
3	5.0	21.10		12	5.0	16.30	
4	5.0	20.25	22.50	13	5.0	16.70	26.05
5	5.0	19.75		14	5.0	17.00	
6	5.0	18.00		15	5.0	17.10	
7	5.0	16.30	31.23	16	5.0	17.50	22.33
8	5.0	14.50		17	5.0	17.55	
9	5.0	14.60		18	5.0	17.60	18.30
AGUAS ABAJO							
Ítem	Tramo (cm)	Tirantes (cm)	Vi (Hz)	Ítem	Tramo (cm)	Tirantes (cm)	Vi (Hz)
1	10.0	17.80		4	20.0	19.30	
2	10.0	18.40		5	20.0	19.40	11.50
3	20.0	19.20	13.72	6	20.0	19.40	

Vi*: Velocidad inicial, medida en Hertz

4.2.2.2. Vertedero de Pared Gruesa

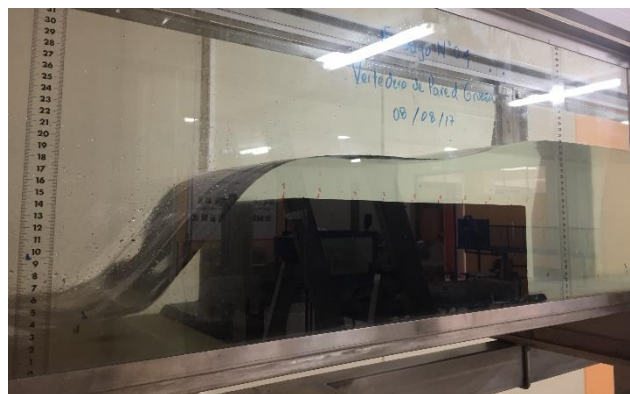
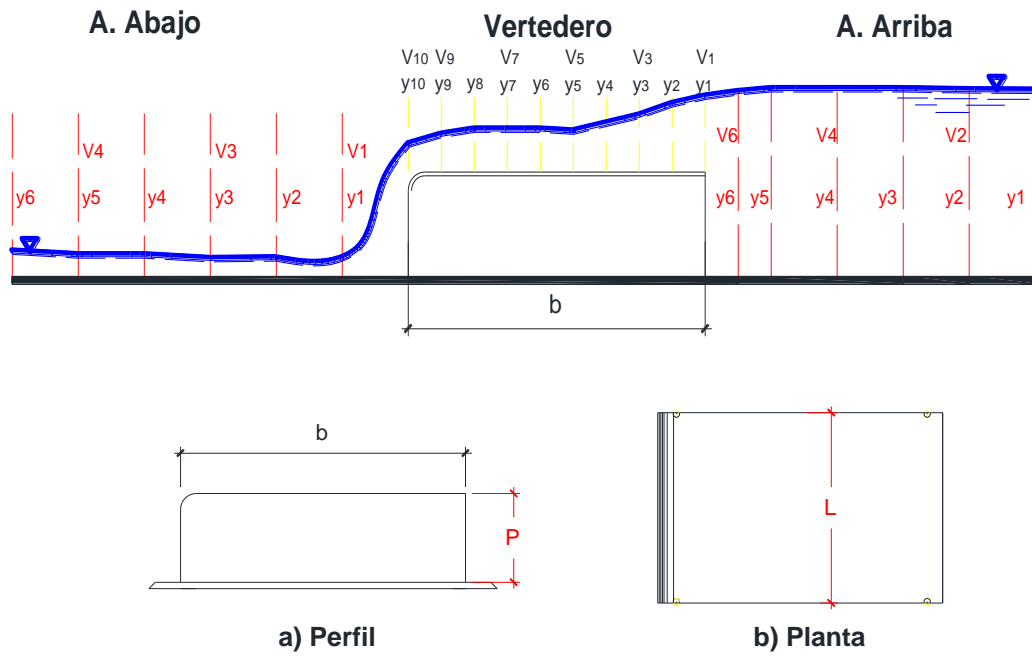


Figura 4. 8: Vertedero de pared gruesa – Descarga libre.



Figura 4. 9: Vertedero de pared gruesa – Descarga sumergida.

4.2.3. OBJETIVO N°03: Tipos de Flujo: Flujo Gradualmente Variado.

El objetivo es identificar el tipo de flujo, observar y medir el comportamiento del flujo a diferentes pendientes (0.5, 1.0, y 1.5 %), para lo cual se usó el vertedero de cresta ancha, con la finalidad de aforar el agua y generar las características para la medición.

4.3.3.1. Vertedero de cresta ancha tipo Crump

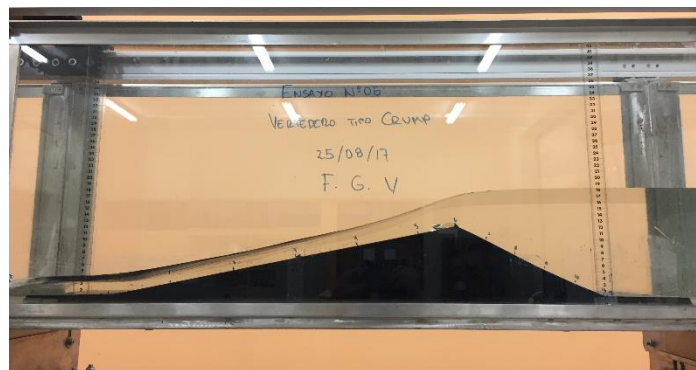
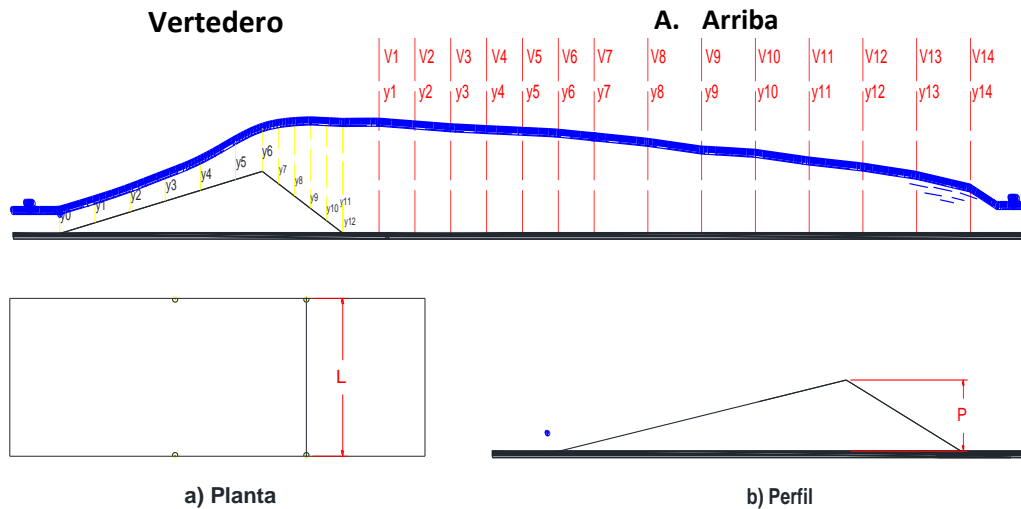


Figura 4. 10: Vertedero Crump – Descarga sobre el dispositivo.

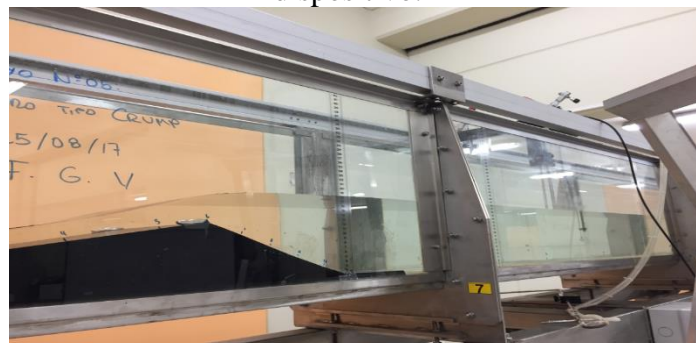


Figura 4. 11: Vertedero de pared gruesa – Flujo gradualmente aguas arriba.

TABLA 4. 48: MEDICIÓN 48

DATOS CONSTANTES

Qo= 0.010566 m3/s L= 0.30 m

P= 0.114 m

Sobre el vertedero							
Ítem	Tramo (cm)	Tirantes (cm)	Vi* (Hz)	Ítem	Tramo (cm)	Tirantes (cm)	Vi (Hz)
0	0.0	2.50	43.67	7	5.0	7.70	
1	10.0	2.50		8	10.0	10.30	
2	20.0	2.50		9	15.0	12.70	7.90
3	30.0	2.60	41.38	10	20.0	14.70	
4	40.0	2.80		11	25.0	16.45	
5	50.0	3.90		12	26.0	16.85	6.23
6	56.5	4.80	15.40				
Aguas Arriba							
Ítem	Tramo (cm)	Tirantes (cm)	Vi (Hz)	Ítem	Tramo (cm)	Tirantes (cm)	Vi (Hz)
1	15.0	17.70		8	65.5	15.40	
2	15.0	17.50	5.63	9	60.0	14.50	
3	30.0	17.15		10	65.0	14.20	
4	30.0	16.95	5.67	11	60.0	13.20	
5	35.0	16.60		12	65.0	12.60	
6	30.0	16.30	6.23	13	60.0	11.65	
7	30.0	16.00		14	67.0		

Vi: Velocidad inicial, medida en Hertz*

TABLA 4. 49: MEDICIÓN 49

DATOS CONSTANTES

Qo= 0.011901 m3/s L= 0.30 m

P= 0.114 m

Sobre el vertedero							
Ítem	Tramo (cm)	Tirantes (cm)	Vi* (Hz)	Ítem	Tramo (cm)	Tirantes (cm)	Vi (Hz)
0	0.0	2.70	46.23	7	5.0	8.50	
1	10.0	2.50		8	10.0	10.90	
2	20.0	2.80		9	15.0	13.30	9.15
3	30.0	3.00		10	20.0	15.50	
4	40.0	3.20		11	25.0	17.10	
5	50.0	4.50		12	26.0	17.50	7.90
6	56.5	5.40	21.13				
Aguas Arriba							
Ítem	Tramo (cm)	Tirantes (cm)	Vi (Hz)	Ítem	Tramo (cm)	Tirantes (cm)	Vi (Hz)
1	15.0	18.60		8	65.5	16.40	
2	15.0	18.40		9	60.0	15.70	
3	30.0	18.10	6.55	10	65.0	15.30	
4	30.0	17.90		11	60.0	14.50	
5	35.0	17.60		12	65.0	14.00	
6	30.0	17.30		13	60.0	13.00	
7	30.0	17.00		14	67.0		

Vi: Velocidad inicial, medida en Hertz*

TABLA 4. 50: MEDICIÓN 50

DATOS CONSTANTES

Qo= 0.015006 m³/s L= 0.30 m

P= 0.114 m

Sobre el vertedero							
Ítem	Tramo (cm)	Tirantes (cm)	Vi* (Hz)	Ítem	Tramo (cm)	Tirantes (cm)	Vi (Hz)
0	0.0	3.10	46.43	7	5.0	9.05	
1	10.0	3.10		8	10.0	11.60	
2	20.0	3.20		9	15.0	14.00	9.43
3	30.0	3.50	38.95	10	20.0	16.20	
4	40.0	3.90		11	25.0	18.00	
5	50.0	5.10		12	26.0	18.25	7.77
6	56.5	6.05	20.77				
Aguas Arriba							
Ítem	Tramo (cm)	Tirantes (cm)	Vi (Hz)	Ítem	Tramo (cm)	Tirantes (cm)	Vi (Hz)
1	15.0	19.25		8	65.5	16.90	
2	15.0	19.10	7.23	9	60.0	16.10	8.20
3	30.0	18.85		10	65.0	15.90	
4	30.0	18.50	7.60	11	60.0	14.90	
5	35.0	18.20		12	65.0	14.40	
6	30.0	17.90	7.40	13	60.0	13.40	
7	30.0	17.60		14	67.0	12.50	

Vi*: Velocidad inicial, medida en Hertz

TABLA 4. 51: MEDICIÓN 51

DATOS CONSTANTES

Qo= 0.016857 m³/s L= 0.30 m

P= 0.114 m

Sobre el vertedero							
Ítem	Tramo (cm)	Tirantes (cm)	Vi* (Hz)	Ítem	Tramo (cm)	Tirantes (cm)	Vi (Hz)
0	0.0	3.20	45.10	7	5.0	9.70	
1	10.0	3.25		8	10.0		
2	20.0	3.50		9	15.0		10.67
3	30.0	3.95	34.80	10	20.0	17.00	
4	40.0	4.85		11	25.0	18.60	
5	50.0	5.80		12	26.0	19.10	9.15
6	56.5	6.65	24.30				
Aguas Arriba							
Ítem	Tramo (cm)	Tirantes (cm)	Vi (Hz)	Ítem	Tramo (cm)	Tirantes (cm)	Vi (Hz)
1	15.0	20.00		8	65.5	17.70	
2	15.0	19.80	8.20	9	60.0	17.65	9.25
3	30.0	19.50		10	65.0	17.40	
4	30.0	19.30		11	60.0	15.60	
5	35.0	18.90		12	65.0	14.80	
6	30.0	18.60	8.80	13	60.0	14.00	
7	30.0	18.30		14	67.0	13.50	

Vi*: Velocidad inicial, medida en Hertz

TABLA 4. 58: MEDICIÓN 58**DATOS CONSTANTES****Qo= 0.016857 m³/s L= 0.30 m****P= 0.114 m**

Sobre el vertedero							
Ítem	Tramo (cm)	Tirantes (cm)	Vi* (Hz)	Ítem	Tramo (cm)	Tirantes (cm)	Vi (Hz)
0	0.0	3.30	45.03	7	5.0	9.45	
1	10.0	3.30		8	10.0	12.20	
2	20.0	3.40		9	15.0	14.50	10.60
3	30.0	3.90	40.50	10	20.0	16.85	
4	40.0	4.30		11	25.0	18.50	
5	50.0	5.80		12	26.0	19.00	8.63
6	56.5	6.50	21.90				
Aguas Arriba							
Ítem	Tramo (cm)	Tirantes (cm)	Vi (Hz)	Ítem	Tramo (cm)	Tirantes (cm)	Vi (Hz)
1	15.0	19.65		8	65.5	16.00	
2	15.0	19.30	7.97	9	60.0	14.75	10.35
3	30.0	18.90		10	65.0	14.00	
4	30.0	18.40		11	60.0	12.80	
5	35.0	17.90		12	65.0	11.50	
6	30.0	17.40	8.70	13	60.0	10.00	
7	30.0	17.00		14	67.0	8.00	

Vi: Velocidad inicial, medida en Hertz***TABLA 4. 59: MEDICIÓN 59****DATOS CONSTANTES****Qo= 0.01874 m³/s L= 0.30 m****P= 0.114 m**

Sobre el vertedero							
Ítem	Tramo (cm)	Tirantes (cm)	Vi* (Hz)	Ítem	Tramo (cm)	Tirantes (cm)	Vi (Hz)
0	0.0	3.80	48.80	7	5.0	10.10	
1	10.0	3.90		8	10.0	12.95	
2	20.0	4.00		9	15.0	15.35	12.33
3	30.0	4.40	39.53	10	20.0	16.10	
4	40.0	5.00		11	25.0	19.30	
5	50.0	6.65		12	26.0	19.65	10.35
6	56.5	7.20	25.53				
Aguas Arriba							
Ítem	Tramo (cm)	Tirantes (cm)	Vi (Hz)	Ítem	Tramo (cm)	Tirantes (cm)	Vi (Hz)
1	15.0	20.50		8	65.5	16.80	
2	15.0	20.10	9.65	9	60.0	15.50	13.03
3	30.0	19.70		10	65.0	14.80	
4	30.0	19.20		11	60.0	13.70	
5	35.0	18.75		12	65.0	12.50	
6	30.0	18.25	10.55	13	60.0	11.15	
7	30.0	17.65		14	67.0	9.10	

Vi: Velocidad inicial, medida en Hertz*

TABLA 4. 60: MEDICIÓN 60

DATOS CONSTANTES

Qo= 0.02051 m³/s

L= 0.30 m

P= 0.114 m

Sobre el vertedero							
Ítem	Tramo (cm)	Tirantes (cm)	Vi* (Hz)	Ítem	Tramo (cm)	Tirantes (cm)	Vi (Hz)
0	0.0	4.10	46.20	7	5.0	10.60	
1	10.0	4.15		8	10.0	13.40	
2	20.0	4.25		9	15.0	15.80	13.58
3	30.0	4.75	34.90	10	20.0	18.10	
4	40.0	5.45		11	25.0	19.70	
5	50.0	7.05		12	26.0	20.20	11.27
6	56.5	7.85	24.87				
Aguas Arriba							
Ítem	Tramo (cm)	Tirantes (cm)	Vi (Hz)	Ítem	Tramo (cm)	Tirantes (cm)	Vi (Hz)
1	15.0	21.10		8	65.5	17.50	
2	15.0	20.65	10.50	9	60.0	16.10	14.03
3	30.0	20.15		10	65.0	15.50	
4	30.0	19.80		11	60.0	14.10	
5	35.0	19.50		12	65.0	13.00	
6	30.0	19.00	11.90	13	60.0	11.50	
7	30.0	18.50		14	67.0	9.20	

Vi: Velocidad inicial, medida en Hertz*

CAPITULO V: DISCUSIÓN DE RESULTADOS

5.1. ALCANCE

Con los datos obtenidos en el capítulo anterior, el análisis de los resultados se hará de acuerdo a los objetivos planteados, los cuales se han dividido en tres, los cuales son:

- Medición de caudales y calibración de equipos
- Energía específica
- Tipos de flujo.

De acuerdo a estos datos se realizará la calibración de dichos equipos, con la finalidad, de que los resultados que se han tomado en forma real, puedan acoplarse a las formulas ya existentes, y que estas sean las más precisas. Además, se escogerá de todas las mediciones tomadas, la que contenga menos error, con el fin de que las ecuaciones tengan la mejor aproximación a las condiciones normales.

Para tener una mayor facilidad, con el procesamiento de datos, los caudales se estarán trabajando en litros por segundo (lt/s), con el fin de evitar que los datos se vean muy extensos.

5.2. MEDICIÓN DE CAUDALES

5.2.1. Vertedero Cipolletti

5.2.1.1. Análisis a Descarga Libre

Calibración del Vertedero Cipolletti y cálculo de la ecuación experimental.

La ecuación para este tipo de vertederos, es del tipo exponencial, está representada por:

$$Q = KH^n$$

De la cual, se conocen los valores de **H**, por lo que se necesitara encontrar los valores de **K** y **n**, los cuales se calculan aplicando logaritmos a la ecuación:

$$\log Q = \log K + n \log H$$

Por lo cual, se puede observar que tiene la forma de la ecuación general de una recta:

$$Y = mX + b$$

Donde:

$$Y = \log Q$$

$$m = n$$

$$X = \log H$$

$$b = \log K$$

El procedimiento que se debe seguir para la obtención de los resultados, son los siguientes:

Aplicamos logaritmos al caudal real y a la altura de carga.

MEDICION 1 Y 4

Medición 01

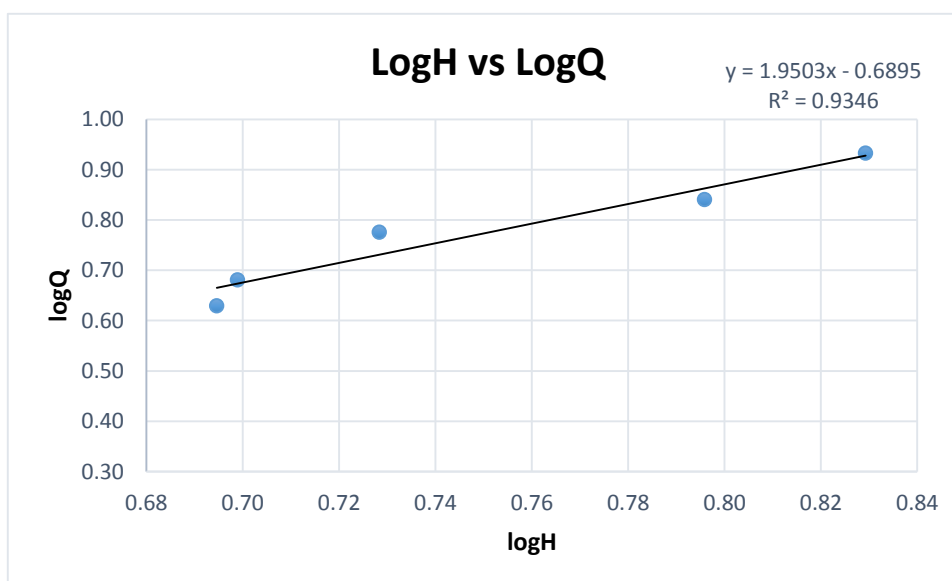
TABLA 5. 1: Logaritmos de caudales reales y altura de carga.

H (cm)	Q (lt/s)	log H	log Q
4.95	4.260	0.69461	0.62941
5.00	4.801	0.69897	0.68133
5.35	5.971	0.72835	0.77605
6.25	6.931	0.79588	0.84080
6.75	8.566	0.82930	0.93278

Generamos una gráfica LogH vs LogQ.

Luego agregamos una línea de tendencia que brindara la ecuación de la recta.

GRAFICA 5. 1: logaritmos de altura de carga contra caudales.



Se obtiene la ecuación: $Y = 1.9503X - 0.6895$, de donde se obtendrán los valores de K y n.

Siendo $n = 1.9503$ y $K = \log^{-1}(-0.6895) = 0.2044$

Con ello se puede definir la ecuación generada para este vertedero.

$$Q_{\text{generado}} = 0.2044 * H^{1.9503}$$

Donde:

$Q_{\text{generado}} = \text{lt/s}$

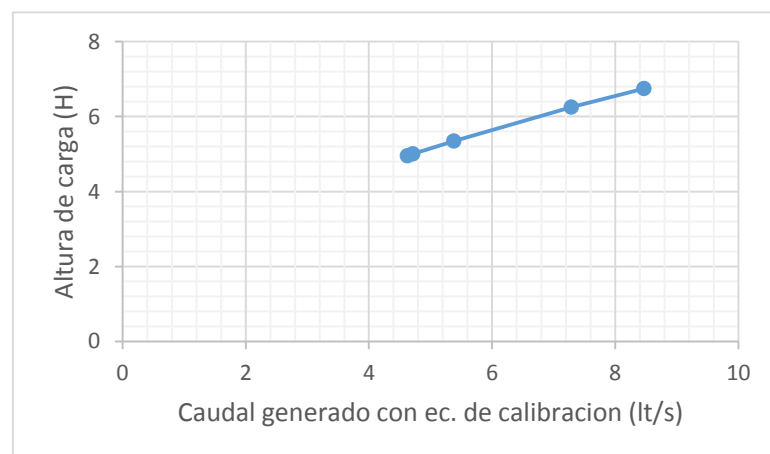
$H = \text{cm.}$

Con la ecuación de calibración ya definida, se realizó una comparación con el caudal real observado, con el caudal generado; así como se determinó el porcentaje de error y se elaboró una curva de calibración para este vertedero.

TABLA 5. 2: Caudales reales y generados con la ecuación de calibración.

H (cm)	Q obs(lt/s)	Q gen(lt/s)	Error (%)
4.95	4.26	4.626	-8.59
5.00	4.801	4.717	1.75
5.35	5.971	5.383	9.85
6.25	6.931	7.29	-5.18
6.75	8.566	8.47	1.12

GRAFICA 5. 2: Curva de calibración.



Calculo del caudal real con la formula general de vertedero Cipolletti

De acuerdo a las referencias bibliográficas, el caudal para este vertedero se calcula con la siguiente ecuación:

$$Q_{real} = C_d Q_{teorico}$$

Por lo que se presenta para el cálculo del caudal teórico, la siguiente ecuación:

$$Q_{teorico} = 1.8604 L H^{3/2}$$

Donde, Q está en m³/s; L y H en metros; siendo la longitud contante de 0.15 m.

Para facilidades de cálculo, se cambiaron las unidades, para trabajar el caudal en litros/segundo y la altura de carga en cm, quedando la siguiente expresión:

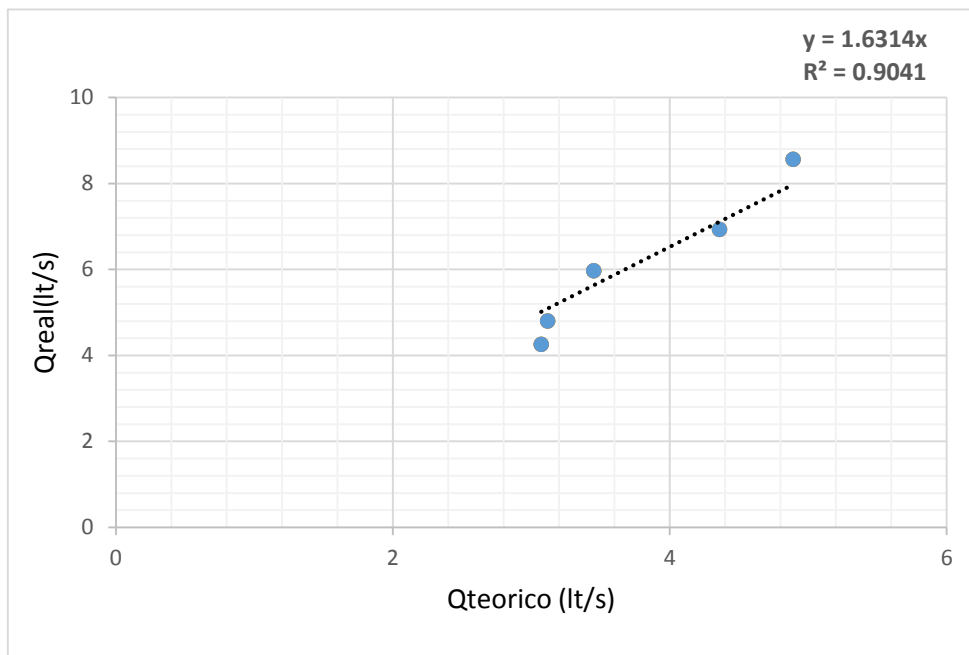
$$Q_{teorico} = 0.0186 L H^{3/2}$$

Se calculó los caudales teóricos y graficando la relación entre éstos y los caudales reales experimentales, se genera una línea de tendencia que proporciona la ecuación de esta gráfica, donde se obtiene el valor del coeficiente de descarga **Cd**.

TABLA 5. 3: Caudal real y teórico

H (cm)	Q real (lt/s)	Q teórico (lt/s)
4.95	4.260	3.073
5.00	4.801	3.120
5.35	5.971	3.453
6.25	6.931	4.360
6.75	8.566	4.894

GRAFICA 5. 3: Determinación del coeficiente descarga



Obtenemos un coeficiente de descarga: **Cd= 1.6314**

Completando los datos, se define la ecuación para el cálculo del caudal real:

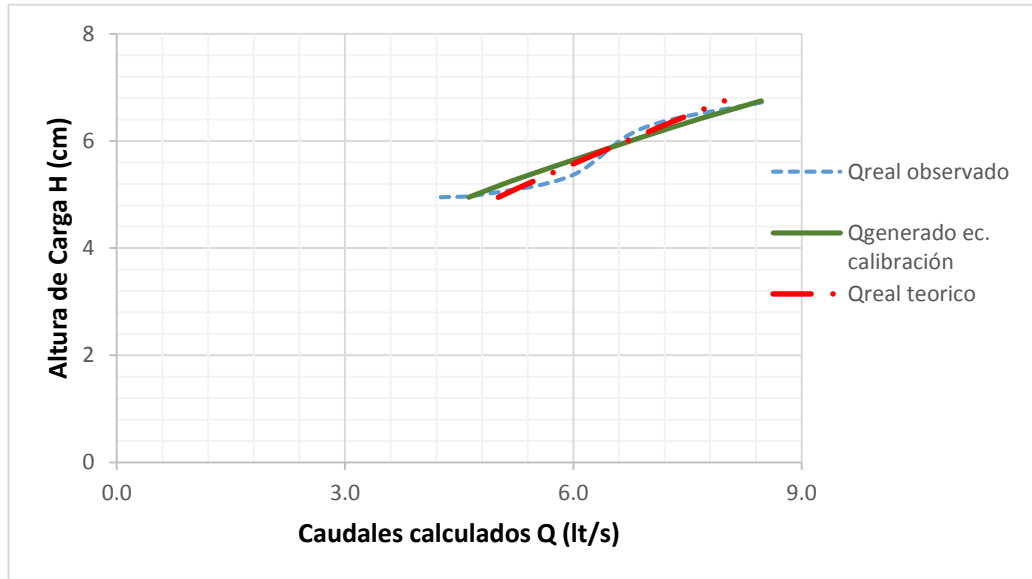
$$Q = (1.6314) \cdot (0.01860) \cdot LH^{3/2}$$

Concluyendo con la comparación de los caudales reales obtenidos de forma experimental y teórica, así como las tendencias de sus respectivas curvas.

TABLA 5. 4: Comparación de caudales

H (cm)	Q real observado (lt/s)	Q generado ec. Calibración (lt/s)	Q teórico corregido (lt/s)
4.95	4.260	4.626	5.014
5.00	4.801	4.717	5.090
5.35	5.971	5.383	5.634
6.25	6.931	7.290	7.113
6.75	8.566	8.470	7.984

GRAFICA 5. 4: Comparación de Caudales



Medición 04: De la misma forma que el análisis anterior, se hará para la medición 04.

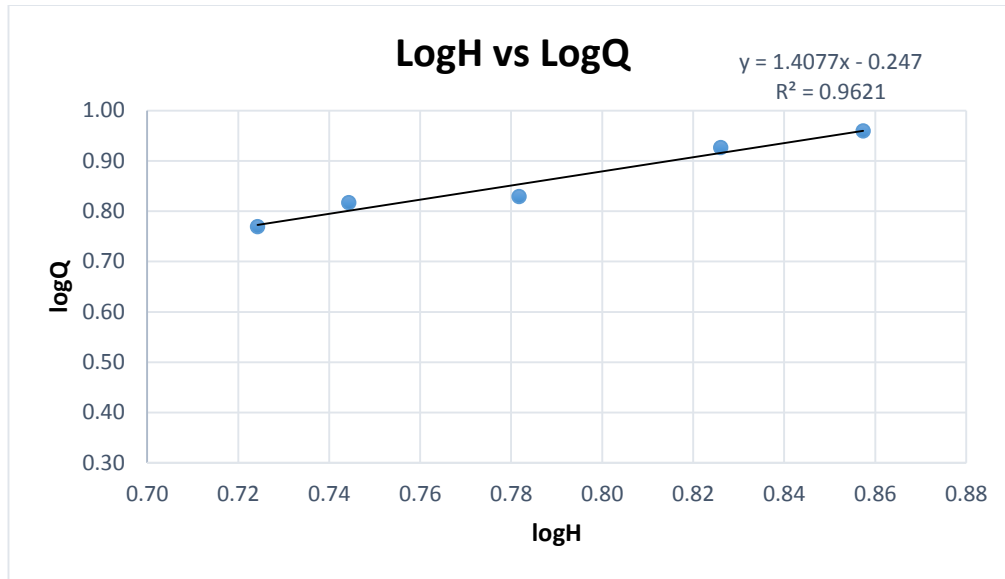
TABLA 5. 5: Logaritmos de caudales reales y altura de carga

H (cm)	Q (lt/s)	log H	log Q
5.30	5.885	0.72428	0.76975
5.55	6.561	0.74429	0.81697
6.05	6.754	0.78176	0.82956
6.70	8.443	0.82607	0.92650
7.20	9.110	0.85733	0.95952

Generamos la gráfica LogH vs LogQ.

Luego agregamos una línea de tendencia que brindara la ecuación de la recta.

GRAFICA 5. 5: Logaritmos de altura de carga contra caudales



Se obtiene la ecuación: $Y = 1.4077X - 0.247$, de donde se obtendrán los valores de K y n.

Siendo $n = 1.4077$ y $K = \log^{-1}(-0.247) = 0.5662$

Con ello se puede definir la ecuación generada para este vertedero.

$$Q_{generado} = 0.5662 * H^{1.4077}$$

Donde:

$Q_{generado} = \text{lt/s}$

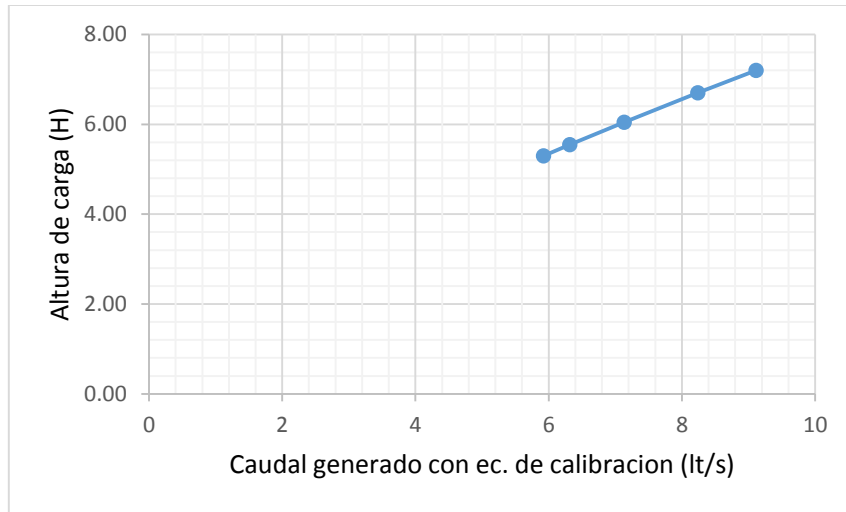
$H = \text{cm.}$

Se realizó una comparación con el caudal real observado, con el caudal generado; así como se determinó el porcentaje de error y se elaboró una curva de calibración para este vertedero.

TABLA 5. 6: Caudales reales y generados con la ecuación de calibración

H (cm)	Q obs(lt/s)	Q gen(lt/s)	Error (%)
5.30	5.885	5.923	-0.65
5.55	6.561	6.32	3.67
6.05	6.754	7.136	-5.66
6.70	8.443	8.239	2.42
7.20	9.110	9.117	-0.08

GRAFICA 5. 6: Curva de calibración



Calculo del caudal real con la formula general de vertedero Cipolletti

El caudal para este vertedero se calcula con la siguiente ecuación:

$$Q_{real} = C_d Q_{teorico}$$

Por lo que se presenta para el cálculo del caudal teórico, la siguiente ecuación:

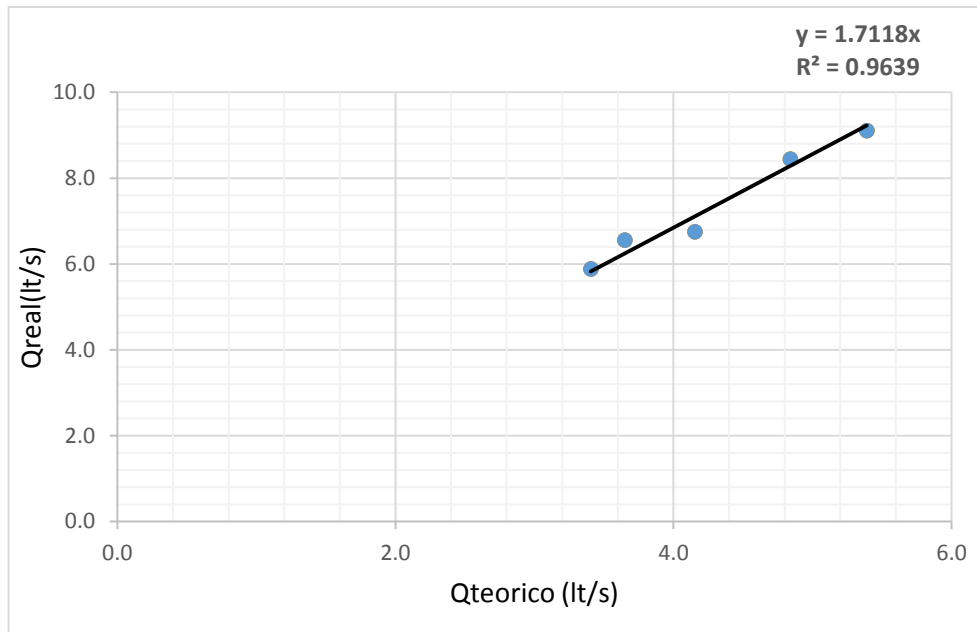
$$Q_{teorico} = 0.0186 L H^{3/2}$$

Se calculó los caudales teóricos y graficando la relación entre éstos y los caudales reales experimentales, se genera una línea de tendencia que proporciona la ecuación de esta gráfica, donde se obtiene el valor del coeficiente de descarga **Cd**.

TABLA 5. 7: Caudal real y teórico

H (cm)	Q real (lt/s)	Q teórico (lt/s)
5.30	5.885	3.405
5.55	6.561	3.649
6.05	6.754	4.153
6.70	8.443	4.840
7.20	9.110	5.391

GRAFICA 5. 7: Determinación del coeficiente descarga



Obtenemos un coeficiente de descarga: **Cd= 1.7118**

Completando los datos, se define la ecuación para el cálculo del caudal real:

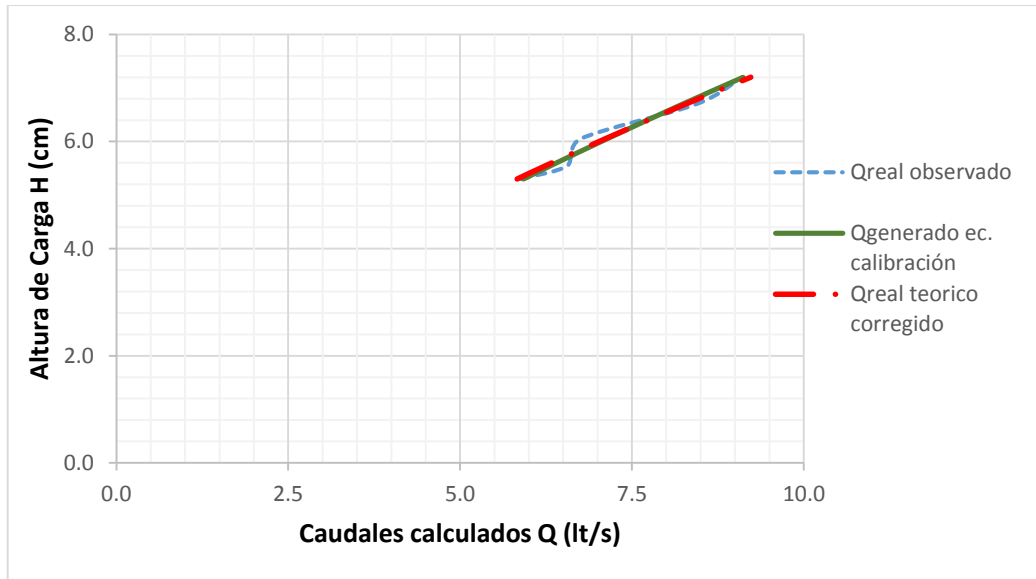
$$Q = (1.7118) \cdot (0.01860) \cdot LH^{3/2}$$

Concluyendo con la comparación de los caudales reales obtenidos de forma experimental y teórica, así como las tendencias de sus respectivas curvas.

TABLA 5. 8: Comparación de caudales

H (cm)	Q real observado (lt/s)	Q generado ec. Calibración (lt/s)	Q teórico corregido (lt/s)
5.30	5.885	5.923	5.829
5.55	6.561	6.320	6.246
6.05	6.754	7.136	7.109
6.70	8.443	8.239	8.284
7.20	9.110	9.117	9.229

GRAFICA 5. 8: Comparación de Caudales



5.2.1.2. Análisis de Flujo Sumergido

Para el análisis del flujo sumergido, se usó la relación h/H , para lo cual, esta debe estar en un rango de 0.20 a 0.80, y se usó la ecuación proporcionada por Máximo Villón:

$$Q = \frac{Cd}{3} * L * \sqrt{2g(H - h)} * (2H + h) \left(\frac{m^3}{s}\right)$$

Dónde: $Cd=0.61$ para un vertedero de cresta aguda, L es la longitud de la cresta, H y h es la altura de carga aguas arriba y aguas abajo.

Para el análisis se usaron las mediciones 5 y 6, ya que presentan una mejor relación entre h/H .

Compuerta: 18.7 cm

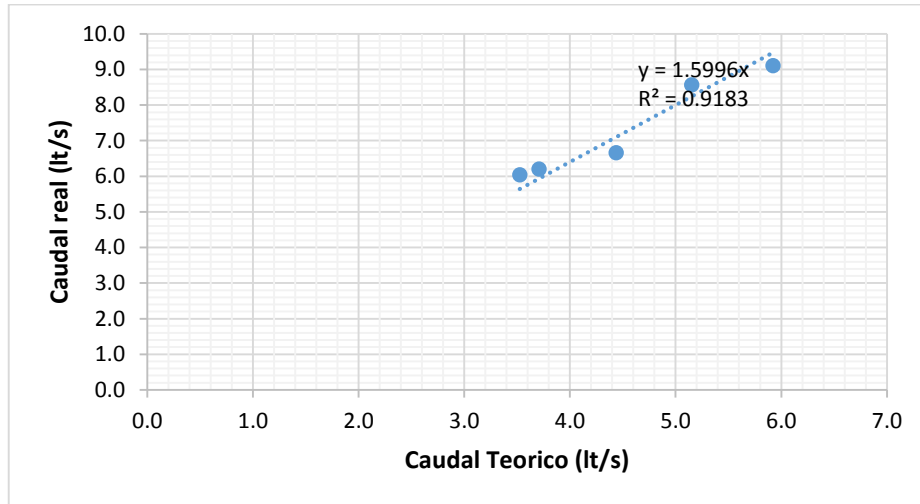
Se aplicó la ecuación antes mencionada y se comparó con los caudales observados, como se presenta en la siguiente tabla:

TABLA 5. 9: Cálculo del caudal teórico

OBS	Qobs (lt/s)	H (cm)	h (cm)	h/H	Qteorico (lt/s)	Error (%)
1	6.038	5.60	1.1	0.20	3.525	41.62
2	6.203	5.80	1.2	0.21	3.709	40.21
3	6.663	6.55	1.45	0.22	4.439	33.38
4	8.569	7.30	2.05	0.28	5.154	39.85
5	9.110	8.00	2.2	0.28	5.922	35.00

De esta tabla generamos una gráfica con la finalidad de generar un factor de corrección para obtener el caudal, obteniendo los siguientes resultados.

GRAFICA 5. 9: Determinación del factor de corrección



El factor de corrección es de 1.5996, quedando una nueva ecuación:

$$Q = (1.5996) * \frac{Cd}{3} * L * \sqrt{2g(H - h)} * (2H + h) \left(\frac{m^3}{s}\right)$$

Este factor tiene un rango, para: $0.20 \leq h/H < 0.30$.

Compuerta: 19.7 cm

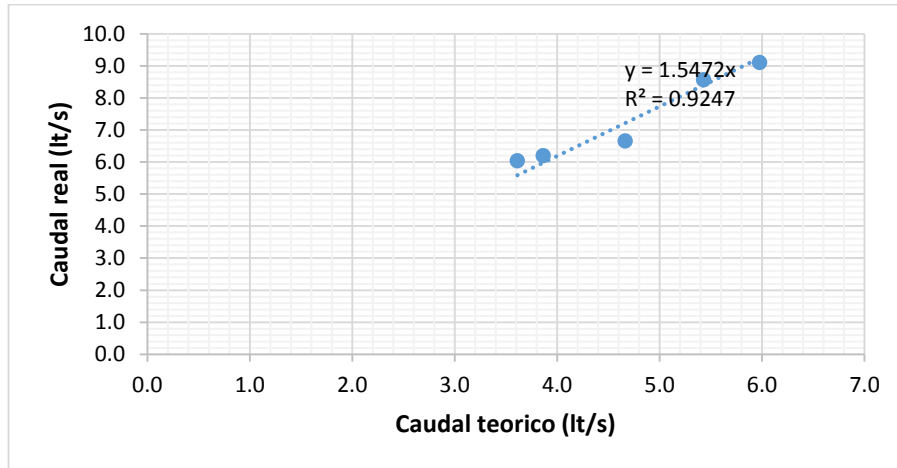
Se aplicó el mismo procedimiento anterior, obteniéndose la siguiente tabla:

TABLA 5. 10: Cálculo del caudal teórico

OBS	Qobs (lt/s)	H (m)	h (m)	h/H	Qteorico (lt/s)	Error (%)
1	6.038	5.80	1.85	0.32	3.611	40.19
2	6.203	6.10	2.1	0.34	3.864	37.71
3	6.663	7.00	2.75	0.39	4.665	29.99
4	8.569	7.70	2.85	0.37	5.430	36.63
5	9.110	8.35	3.6	0.43	5.977	34.39

De esta tabla generamos una gráfica con la finalidad de generar un factor de corrección para obtener el caudal, obteniendo los siguientes resultados.

GRAFICA 5. 10: Determinación del factor de corrección



El factor de corrección es de 1.5472, quedando una nueva ecuación:

$$Q = (1.5472) * \frac{Cd}{3} * L * \sqrt{2g(H - h)} * (2H + h) \left(\frac{m^3}{s}\right)$$

Este factor tiene un rango, de: $0.30 \leq h/H < 0.45$.

5.2.2. Orificio de pared delgada

5.2.2.1. Análisis a Descarga libre.

Calibración del Orificio de pared delgada y cálculo de la ecuación experimental.

Se obtendrá el valor experimental de los coeficientes de descarga, contracción y velocidad, con las siguientes ecuaciones

$$Q_{real} = C_d A \sqrt{2gH}$$

$$C_c = \frac{A_c}{A}$$

$$C_v = \frac{V_r}{\sqrt{2gH}}$$

$$C_d = C_c C_v$$

Donde, Q_{real} se obtuvo de los ensayos, así como el área contraída A_c .

Para facilitar los cálculos, las unidades con las que se trabajará serán en litros por segundo y centímetros.

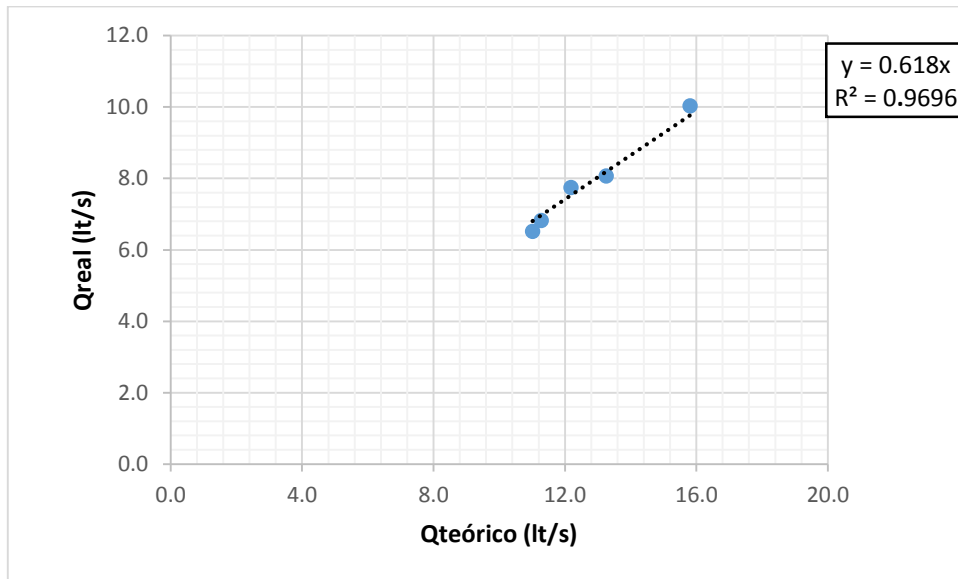
Además, para el cálculo del número de Reynolds, se tomaron las temperaturas en el tanque de agua, arrojando para cada medición un valor de 18°, 19°, 19°, 19° y 20°C, con la finalidad de encontrar la viscosidad cinemática para cada prueba.

TABLA 5. 11: Cálculos obtenidos para el orificio de 10.5 cm

OBS	Qreal (lt/s)	Vmedia (cm/s)	Qteórico (lt/s)	Re (10 ⁵)	Cd Experimental	Cc Experimental	Cv Experimental
1	6.520	127.23	11.017	1.20	0.5918	0.6099	0.9704
2	6.821	130.27	11.280	1.26	0.6047	0.6249	0.9677
3	7.744	140.77	12.189	1.36	0.6353	0.6324	1.0046
4	8.066	153.12	13.259	1.48	0.6084	0.6173	0.9854
5	10.028	182.63	15.814	1.81	0.6341	0.6025	1.0525

A continuación, graficaremos los caudales reales contra los caudales teóricos, con la finalidad de determinar una ecuación que genera la recta, además del porcentaje de error que generan los puntos, para así poder verificar la tendencia lineal entre los caudales.

GRAFICA 5. 11: Correlación orificio de 10.5 cm



Del cual se genera un coeficiente de corrección: F.C = 0.618

Completando los datos, obtenemos una nueva ecuación, para el cálculo del caudal real:

$$Q = (0.618) \cdot A \cdot \sqrt{2gH}$$

A continuación, se presentan los nuevos valores corregidos respecto al caudal real:

TABLA 5. 12: Comparación del caudal teórico y corregido

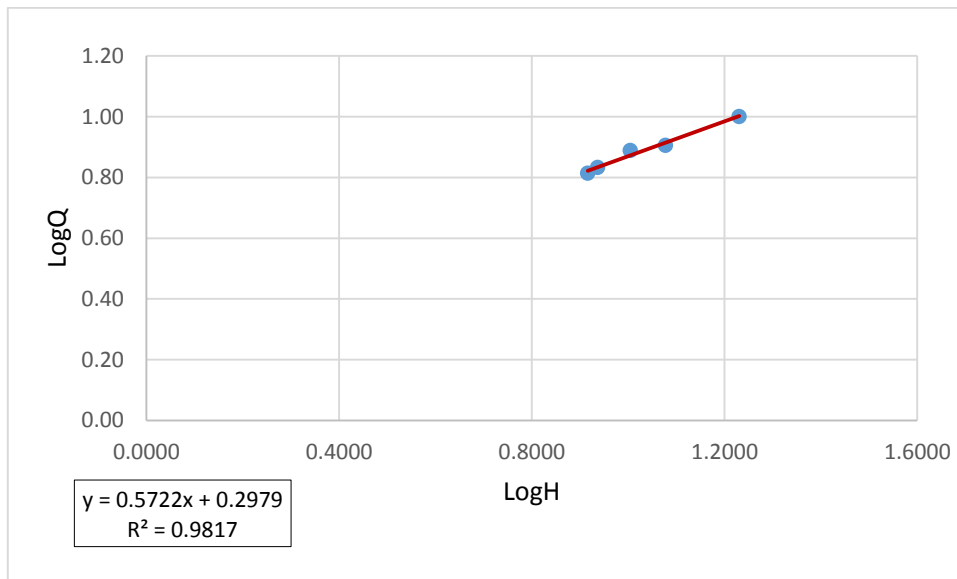
OBS	Qreal (lt/s)	Qteorico (lt/s)	Qcorregido (lt/s)	Error (%)
1	6.520	11.017	6.808	4.42
2	6.821	11.280	6.971	2.20
3	7.744	12.189	7.533	-2.72
4	8.066	13.259	8.194	1.59
5	10.028	15.814	9.773	-2.54

Además, se deduce una ecuación con logaritmos que define el comportamiento de la variación de la altura "H" con el caudal real observado, generando un valor nuevo de comparación de caudales.

TABLA 5. 13: Logaritmos de caudales reales y altura de carga

H (cm)	Qr (lt/s)	logH	logQ
8.25	6.520	0.9165	0.8142
8.65	6.821	0.9370	0.8338
10.10	7.744	1.0043	0.8890
11.95	8.066	1.0774	0.9067
17.00	10.028	1.2304	1.0012

GRAFICA 5. 12: Deducción de la ecuación para orificio de 10.5 cm



Con la ecuación generada, se tomará la forma de la ecuación de la siguiente manera:

$$Q = KH^n$$

De donde despejamos los valores de n y K, de la gráfica. Siendo:

$$n = 0.5722 \text{ y } K = \text{Log}^{-1}(0.2979) = 1.9856.$$

$$\mathbf{Q_{generado} = 1.9856 * H^{0.5722}}$$

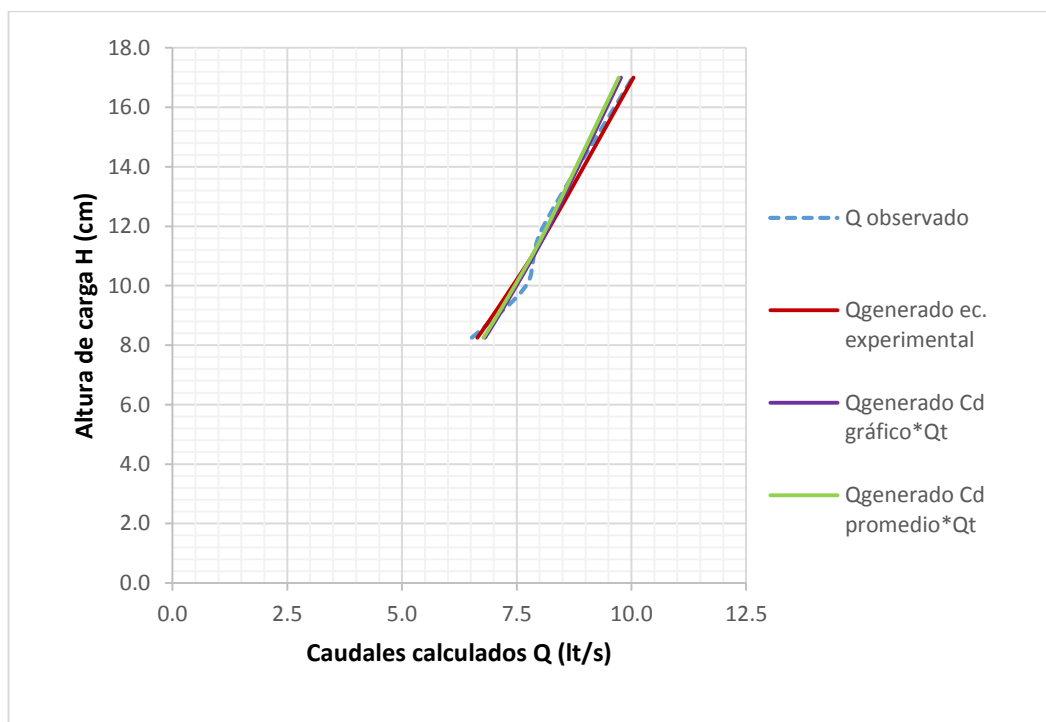
Dónde: Qgen = lt/s y H = cm.

Se realizó una comparación con el caudal real observado, con el caudal generado; así como se determinó el porcentaje de error y se elaboró una curva de calibración para este vertedero.

TABLA 5. 14: Caudales reales y generados con la ecuación de calibración

H (cm)	Q obs (lt/s)	Q gen (lt/s)	Error (%)
8.25	6.520	6.642	1.87
8.65	6.821	6.824	0.05
10.10	7.744	7.457	-3.70
11.95	8.066	8.211	1.79
17.00	10.028	10.045	0.17

GRAFICA 5. 13: Comparación de Caudales



5.2.2.2. Análisis de Flujo parcialmente sumergido.

Para este análisis se usó la ecuación, proporcionada por el libro Hidráulica de canales de Máximo Villón:

$$Q = Q1 + Q2$$

Siendo:

Q1: caudal correspondiente a la porción del orificio con descarga ahogada, es decir:

$$Q1 = Cd_1 A_1 \sqrt{2gh_1}$$

Q2: caudal correspondiente a la porción del orificio con descarga libre, es decir:

$$Q2 = Cd_2 A_2 \sqrt{2gh_2}$$

Siendo los coeficientes de descarga para 1 y 2, de 0.70 y 0.675 respectivamente.

TABLA 5. 15: Calculo del caudal teórico

OBS	Qobs (m3/s)	h1 (m)	h2 (m)	A1 (m2)	A2 (m2)	Q1	Q2	Q teórico (m3/s)
1	0.006520	0.1015	0.0385	0.0029	0.0058	0.002865	0.003379	0.006243
2	0.006821	0.1165	0.027	0.0018	0.0069	0.001905	0.003370	0.005275
3	0.007744	0.1245	0.036	0.0026	0.0061	0.002844	0.003437	0.006282
4	0.008066	0.151	0.033	0.0023	0.0064	0.002771	0.003454	0.006225
5	0.010028	0.2025	0.0345	0.0025	0.0062	0.003488	0.003420	0.006909

Se calculó un factor de corrección muy aproximado, para una ecuación lineal, pero el error aún era alto.

5.2.2.3. Análisis de Flujo Totalmente Sumergido.

Se usó la ecuación siguiente:

$$Q = Cd * A * \sqrt{2g\Delta H}$$

Dónde: ΔH está dado por la diferencia de H1 y H2 de los datos tomados experimentalmente. Para el análisis de los cálculos se trabajaron en litros por segundo y centímetros.

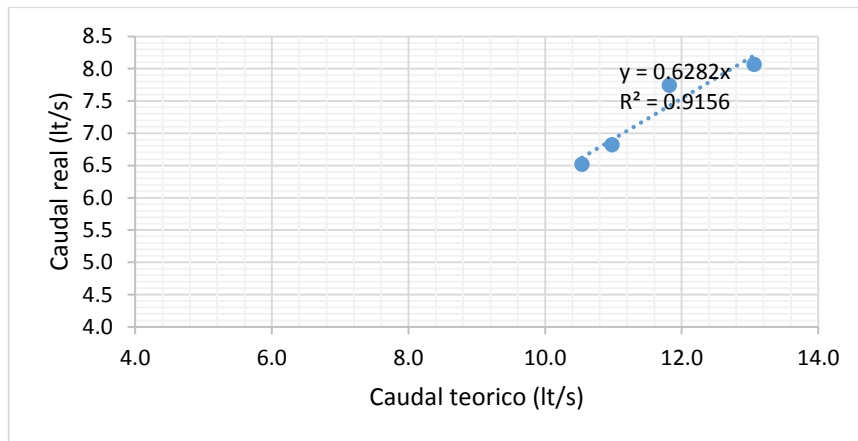
Como no se tiene definido el coeficiente de descarga, se determinará a través de un factor de descarga.

TABLA 5. 16: Cálculo del caudal teórico

OBS	Qobs (lt/s)	ΔH (m)	A (cm ²)	Qteórico (lt/s)	Error (%)
1	6.520	7.55	86.5901475	10.539	-61.64
2	6.821	8.2	86.5901475	10.983	-61.02
3	7.744	9.5	86.5901475	11.822	-52.66
4	8.066	11.6	86.5901475	13.063	-61.95

Se realizó una gráfica Qteórico vs Q real, para determinar el coeficiente de descarga.

GRAFICA 5. 14: Determinación del Coeficiente de descarga



Obtenemos: **Cd=0.6282**, quedando la siguiente expresión:

$$Q = 0.6282 * A * \sqrt{2g\Delta H}$$

TABLA 5. 17: Caudales corregidos y reales

Qobs (lt/s)	Qteorico (lt/s)	Qcorregido (lt/s)	Error (%)
6.520	10.539	6.620	-1.54
6.821	10.983	6.900	-1.15
7.744	11.822	7.426	4.10
8.066	13.063	8.206	-1.74

5.2.3. Aforador Parshall

5.2.3.1. Análisis a Descarga Libre.

Calibración del aforador Parshall y obtención de su fórmula experimental

Como se indicó anteriormente la ecuación general para encontrar el caudal que fluye a través del canal Parshall es del tipo exponencial:

$$Q = KH_a^n$$

Ec. General

Donde el valor de H_a se conoce, que es la altura que se encuentra ubicada a $2/3A$ dentro del aforador, para lo cual es necesario encontrar los valores de n y K .

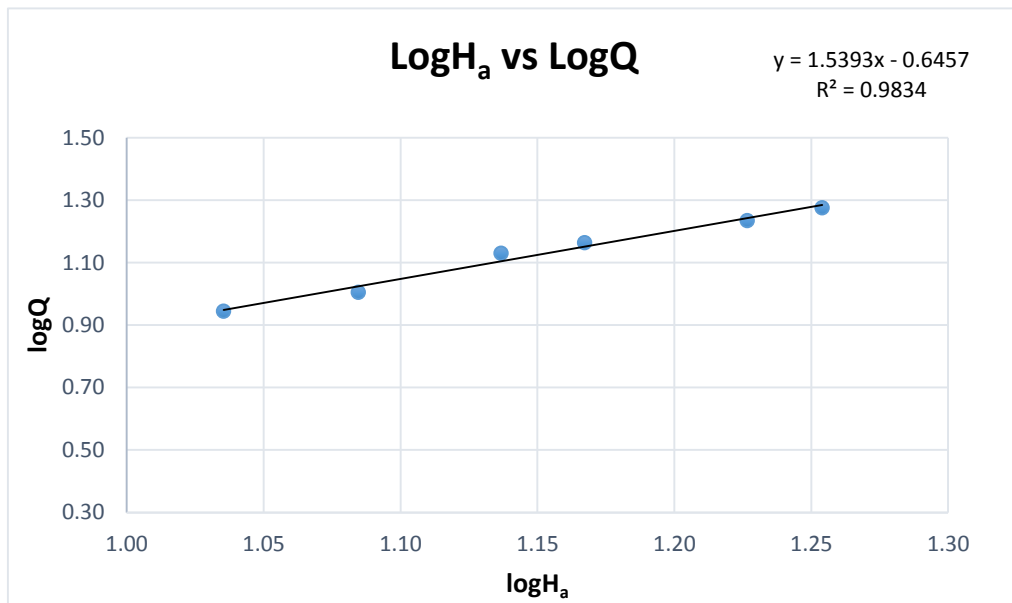
Por lo que, igual a los cálculos anteriores, aplicamos logaritmos a los caudales experimentales y a las alturas tomadas. Para el mejor manejo de los datos, se trabajaron en litros por segundo y centímetros, obteniendo:

TABLA 5. 18: Logaritmos de H_a y Q_r

H_a (cm)	Q_r (lt/s)	log H_a	log Q
10.85	8.802	1.0354	0.9446
12.15	10.110	1.0846	1.0048
13.70	13.503	1.1367	1.1304
14.70	14.599	1.1673	1.1643
16.85	17.146	1.2266	1.2342
17.95	18.882	1.2541	1.2760

Del cuadro generamos una gráfica log H_a vs log Q , con el fin de generar una línea de tendencia para obtener una ecuación lineal generada, y así poder encontrar los coeficientes antes mencionados:

GRAFICA 5. 15: Logaritmos de caudales y alturas de carga



De acuerdo a la ecuación generada por la recta, sustituimos los valores:

$$\text{Log } Q = 1.5393 \text{ Log } H_a - 0.6457$$

A partir de esto, deducimos: $n = 1.5393$ y $K = \log^{-1} (-0.6457) = 0.2261$

Sustituyendo valores en la ecuación general se obtiene la ecuación generada específica para este canal Parshall con garganta $W = 4$ pulg. (10 cm).

$$Q_{\text{generado}} = 0.2261 H_a^{1.5393}$$

Dónde: $Q_{\text{generado}} = \text{lt/s}$

$H_a = \text{cm}$

A efecto de comprobar que la ecuación específica generada que se obtuvo para este canal Parshall sea exacta, se procede a graficar las alturas indicadas en la escala del medidor y los caudales reales calculados, generando una línea de tendencia, la cual generará la ecuación para esta serie de datos. Al realizar la comparación se verifica que es idéntica a la calculada por el procedimiento realizado anteriormente. Por lo que se confirma que el procedimiento matemático efectuado es confiable.

GRAFICA 5. 16: Alturas y caudales

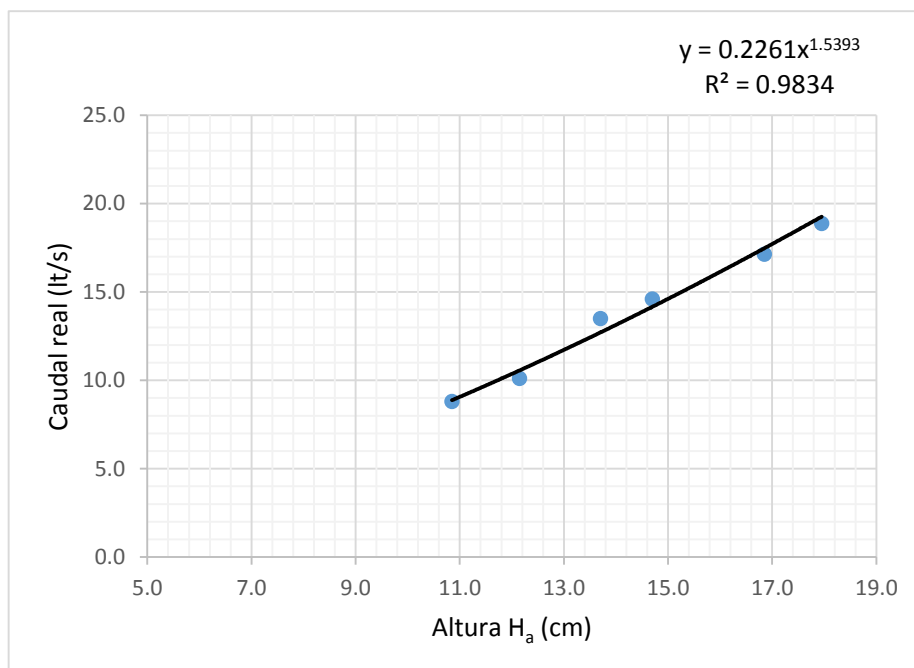
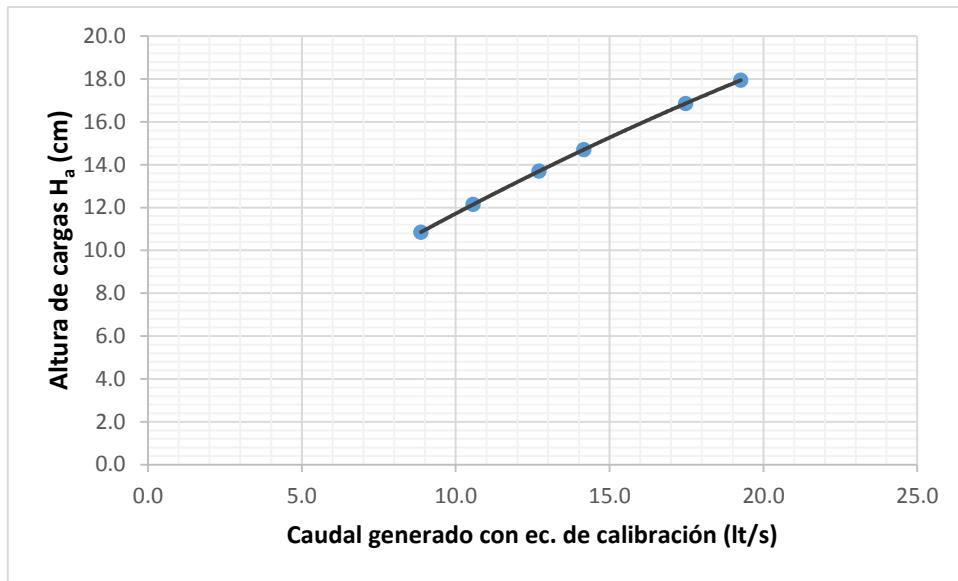


TABLA 5. 19: Comparación de caudales reales y generados con ecuación calibrada

H _a (cm)	Q obs(lt/s)	Q gen(lt/s)	error (%)
10.85	8.802	8.874	-0.822
12.15	10.110	10.563	-4.481
13.70	13.503	12.707	5.893
14.70	14.599	14.163	2.987
16.85	17.146	17.475	-1.916
17.95	18.882	19.261	-2.008

GRAFICA 5. 17: Curva de calibración del aforador Parshall



Comparación de los resultados obtenidos experimentalmente con los de forma teórica

De acuerdo a la tabla 2.5.3, interpolamos los coeficientes de K y n, de donde obtenemos la siguiente ecuación para el cálculo del caudal teórico:

$$Q_{real} = 0.2482 * H_a^{1.5414}$$

Haciendo la conversión de los valores, para obtener el caudal en lt/s:

$$Q_{real} = 0.2482 * (H_a/100)^{1.5414} * 1000$$

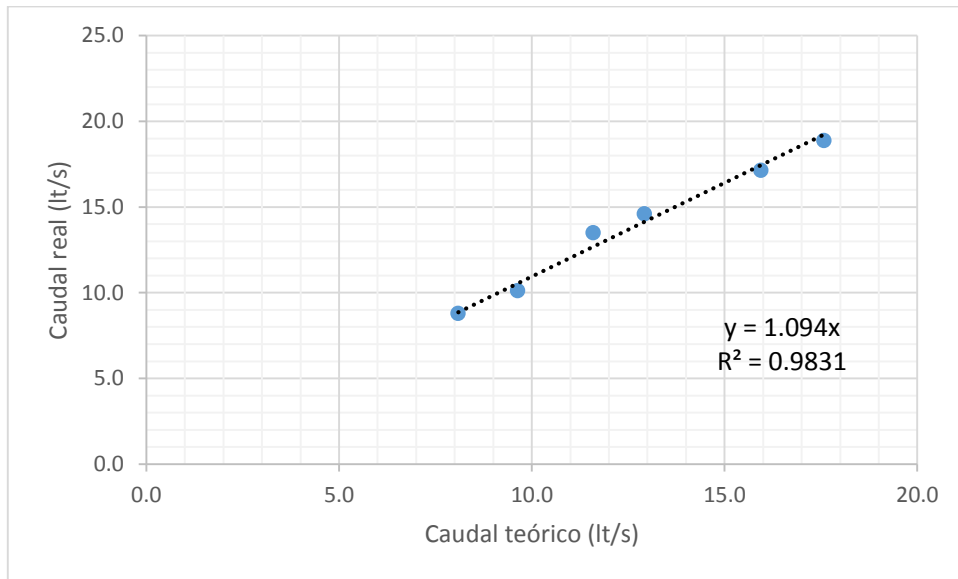
$$Q_{real} = 0.2051 * H_a^{1.5414} = lt/s$$

Se calculó los caudales teóricos y graficando la relación entre éstos y los caudales reales experimentales, se genera una línea de tendencia que proporciona la ecuación de esta gráfica, donde se obtiene un factor de corrección:

TABLA 5. 20: Caudal real y teórico

H_a (cm)	Q obs(lt/s)	Q teórico(lt/s)	error (%)
10.85	8.802	8.091	8.075
12.15	10.110	9.633	4.717
13.70	13.503	11.592	14.155
14.70	14.599	12.921	11.492
16.85	17.146	15.947	6.992
17.95	18.882	17.580	6.896

GRAFICA 5. 18: Determinación del factor de corrección



Obtenemos el factor de corrección: F.C = 1.094

Completando los datos, se define la ecuación para el cálculo del caudal real:

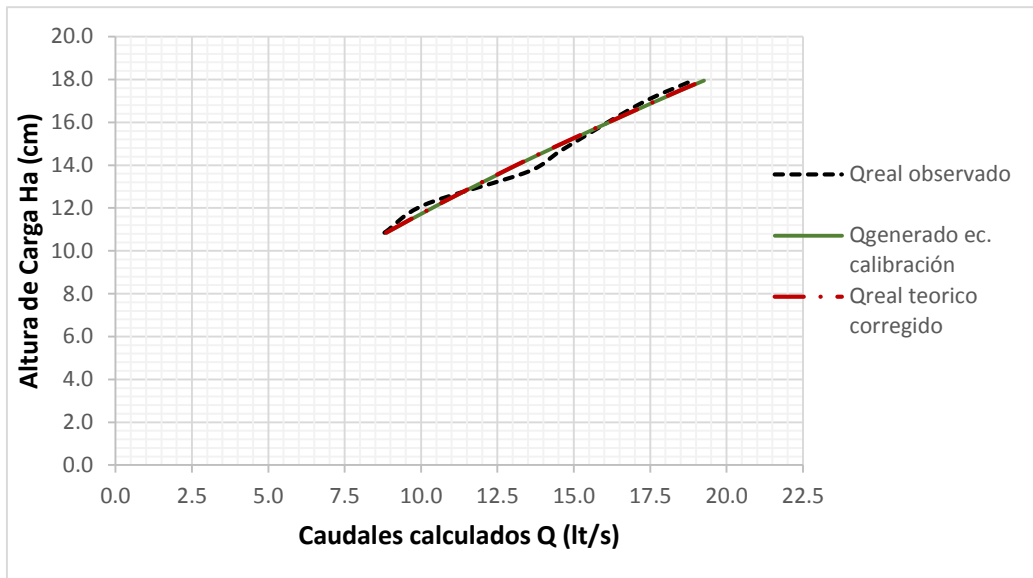
$$Q = (1.094) * (0.2051 H_a^{1.5414})$$

Concluyendo con la comparación de los caudales reales obtenidos de forma experimental y teórica, así como las tendencias de sus respectivas curvas.

TABLA 5. 21: Comparación de caudales

H_a (cm)	Q real observado (lt/s)	Q generado ec. Calibración (lt/s)	Q teorico corregido (lt/s)
10.85	8.802	8.874	8.852
12.15	10.110	10.563	10.539
13.70	13.503	12.707	12.681
14.70	14.599	14.163	14.136
16.85	17.146	17.475	17.446
17.95	18.882	19.261	19.232

GRAFICA 5. 19: Comparación de caudales



5.2.3.2. Análisis a Flujo Sumergido

Para la condición de flujo sumergido, se presenta la siguiente relación:

$$S = \frac{H_b}{H_a}$$

Donde: S es el grado de sumersión, Ha y Hb, son las alturas de carga.

Para gargantas menores a 30 cm, el grado de sumersión se encuentra en el siguiente rango: 0.60 < S < 0.95.

TABLA 5. 22: Valor de sumersión de datos ensayados, Compuerta: 12.5 cm

Q (lt/s)	Ha (cm)	Hb (cm)	S
8.802	0.11	0.14	1.23
10.110	0.12	0.14	1.10
13.503	0.14	0.14	1.00
14.599	0.15	0.14	0.92
17.146	0.17	0.14	0.83
18.882	0.19	0.17	0.94

Lo que indica que, los tres primeros datos no cumplen con el rango de sumersión, y se deberá usar la altura de la compuerta menor a 12.5 cm, y para los otros datos se deberá colocar un coeficiente de corrección.

5.3. ANALISIS DE ENERGIA ESPECÍFICA

5.3.1. Aforador Venturi

5.3.1.1. Calibración del aforador y determinación de la ecuación del caudal real.

Se genera una ecuación respecto a las características iniciales con las que cuenta el aforador, para lo cual se sigue usando la forma de la ecuación general, para el análisis de dichos datos:

$$Q = KH_o^n$$

Ec. General

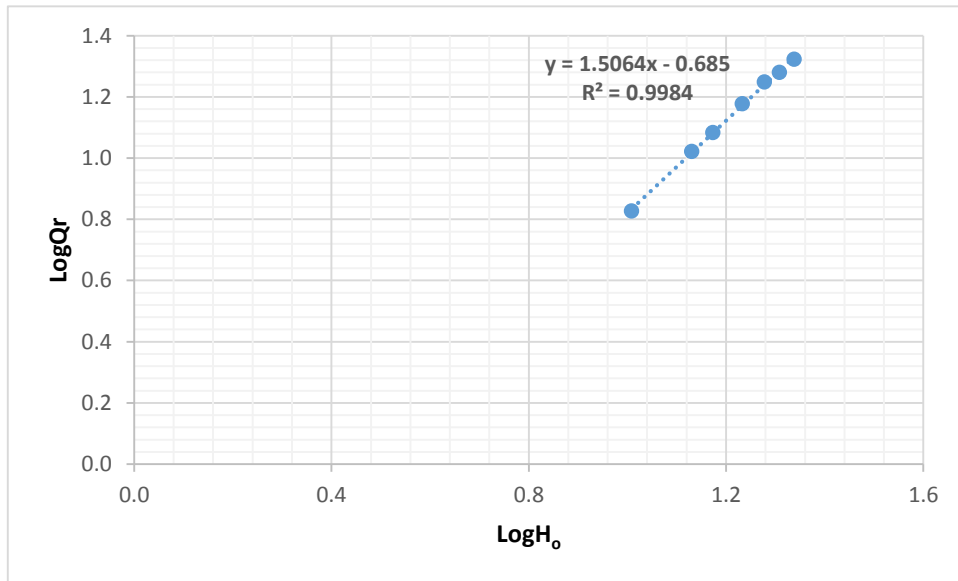
Se consideró el valor de H_o , en el inicio de la canaleta, así como se muestra en la figura 2.16, para lo cual se tiene que determinar los valores de n y K . Por lo que se determinó logaritmos a las alturas de carga tomadas, así como a los caudales experimentales, para dicho trabajo se trabajaron con las unidades en litros por segundo y en centímetros.

A continuación, se mostrarán un cuadro y una gráfica, la cuales determinarán una línea tendencia, para la determinación de los coeficientes antes mencionados.

TABLA 5. 23: Logaritmos de H_o y Q_r

H_o (cm)	Q_r (lt/s)	$\log H_o$	$\log Q$
10.20	6.726	1.0086	0.8278
13.50	10.524	1.1303	1.0222
14.90	12.132	1.1732	1.0839
17.10	15.074	1.2330	1.1782
18.95	17.726	1.2776	1.2486
20.35	19.063	1.3086	1.2802
21.80	21.037	1.3385	1.3230

GRAFICA 5. 20: logH_o vs logQr



De acuerdo a la ecuación generada por la recta, sustituimos los valores:

$$\text{Log Q} = 1.5064 \text{ Log } H_o - 0.685$$

A partir de esto, deducimos: $n = 1.5064$ y $K = \log^{-1}(-0.685) = 0.2065$

Sustituyendo valores en la ecuación general se obtiene la ecuación generada específica para este canal Venturi con garganta $b_s = 12.4$ cm.

$$Q_{\text{generado}} = 0.2065 H_o^{1.5064}$$

Donde: $Q_{\text{generado}} = \text{lt/s}$
 $H_o = \text{cm}$

TABLA 5. 24: Comparación de caudales reales y generados con ecuación calibrada

H _o (cm)	Q _r (lt/s)	Q _{gen} (lt/s)	Error (%)
10.20	6.726	6.829	-1.531
13.50	10.524	10.417	1.019
14.90	12.132	12.086	0.378
17.10	15.074	14.873	1.336
18.95	17.726	17.362	2.056
20.35	19.063	19.330	-1.398
21.80	21.037	21.441	-1.922

Comparación de los resultados obtenidos experimentalmente con los de forma teórica

Primero haremos una comparación con la fórmula presentada por el manual del canal de pendiente variable, las unidades se trabajaron en lt/s y cm.

$$Q = \mu \cdot bs \cdot H_o^{3/2} \cdot \sqrt{2g}$$

$$Q = \mu \cdot bs \cdot H_o^{3/2} \cdot 0.04429 \left(\frac{lt}{s}\right)$$

Donde:

$$\mu = 0.38 + 0.106 \cdot \left(\frac{bs \cdot h}{A}\right)^2$$

Siendo: H_o la carga al inicio del aforador, bs , la garganta estrecha del aforador (12.40 cm), h es la altura del fluido de la sección más estrecha bs . A es el área al inicio del aforador ($A=B \times H_o$).

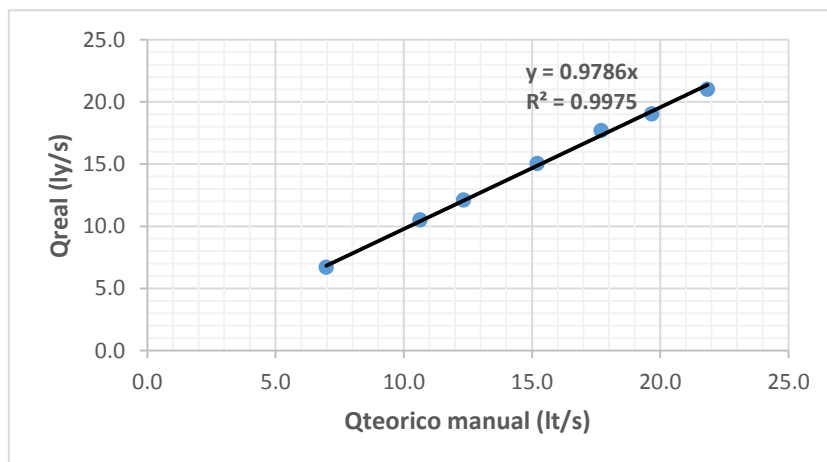
A continuación, se muestran los resultados para esta fórmula:

TABLA 5. 25: Caudal teórico manual y comparación con el caudal real

H_o (cm)	h (cm)	A (cm ²)	μ	Q_{manual} (lt/s)	Q_r (lt/s)	Error (%)
10.20	7.7	306	0.39032	6.984	6.726	-3.833
13.50	10.25	405	0.39044	10.637	10.524	-1.075
14.90	11.3	447	0.39042	12.333	12.132	-1.659
17.10	13.6	513	0.39145	15.204	15.074	-0.860
18.95	14.55	568.5	0.39068	17.701	17.726	0.140
20.35	15.3	610.5	0.39024	19.676	19.063	-3.218
21.80	16.9	654	0.39088	21.853	21.037	-3.877

Se genera una gráfica de corrección lineal para la fórmula del manual:

GRAFICA 5. 21: Correlación caudal teórico y real



Obtenemos un factor de corrección para dicha fórmula de **F.C=0.9786**, generando una nueva expresión:

$$Q = (0.9786) \cdot \mu \cdot bs \cdot H_o^{\frac{3}{2}} \cdot 0.04429 \left(\frac{lt}{s}\right)$$

TABLA 5. 26: Caudales corregidos

Q (lt/s)	Qteorico (lt/s)	Qcorregido (lt/s)	Error (%)
6.726	6.984	6.834	-1.611
10.524	10.637	10.410	1.088
12.132	12.333	12.069	0.517
15.074	15.204	14.878	1.298
17.726	17.701	17.322	2.277
19.063	19.676	19.255	-1.009
21.037	21.853	21.385	-1.654

Ahora verificáremos con la fórmula que nos presenta la teoría

$$Q = 0.525 * bs * H_o^{3/2} \sqrt{g}$$

$$Q = 0.000525 * bs * H_o^{\frac{3}{2}} \sqrt{g} \left(\frac{lt}{s}\right)$$

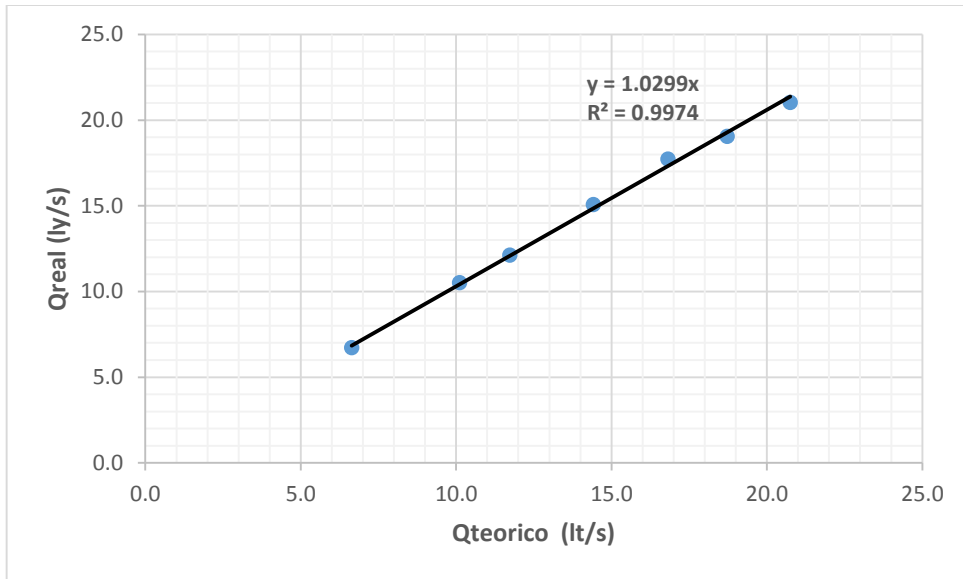
Siendo: Ho la carga al inicio del aforador, bs, la garganta estrecha del aforador (12.40 cm).

A continuación, se muestran los resultados para esta fórmula:

TABLA 5. 27: Caudal teórico manual y comparación con el caudal real

Ho (cm)	Q teórico (lt/s)	Qr (lt/s)	Error (%)
10.20	6.642	6.726	1.245
13.50	10.114	10.524	3.897
14.90	11.727	12.132	3.337
17.10	14.418	15.074	4.351
18.95	16.820	17.726	5.110
20.35	18.718	19.063	1.809
21.80	20.754	21.037	1.346

GRAFICA 5. 22: Curva de calibración



Obtenemos un factor de corrección para dicha fórmula de **F.C=1.0299**, generando una nueva expresión:

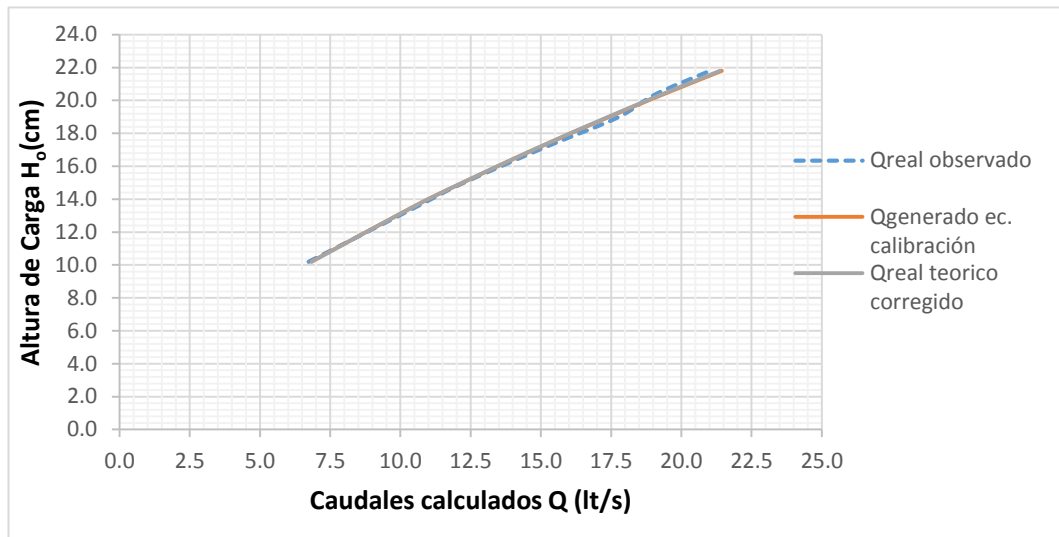
$$Q = (1.0299) \cdot (0.000525) \cdot bs \cdot H_o^{\frac{3}{2}} \cdot \sqrt{g} \quad \left(\frac{lt}{s}\right)$$

TABLA 5. 28: Caudales corregidos

Q (lt/s)	Q teórico (lt/s)	Qcorregido (lt/s)	Error (%)
6.726	6.642	6.841	-1.708
10.524	10.114	10.416	1.024
12.132	11.727	12.078	0.446
15.074	14.418	14.849	1.491
17.726	16.820	17.323	2.273
19.063	18.718	19.278	-1.127
21.037	20.754	21.374	-1.604

A continuación, se presentará una gráfica comparativa de todos los caudales procesados:

GRAFICA 5. 23: Comparación de Caudales calculados



5.3.1.2. Análisis de Energía específica para Aforador Venturi.

Para el análisis de la energía específica, se ha considerado para cada análisis un caudal constante para la determinación de la Energía que pasa por todo el tramo, el cual ayudara a un mejor estudio de estas estructuras que presentan un angostamiento en la sección.

Se usó la siguiente ecuación para la determinación del tal:

$$E = y + \frac{Q^2}{2gA^3}$$

Para lo cual se todos los datos se están trabajando en cm, para mayor manejo de los datos.

También se usaron las siguientes fórmulas para la determinación de la velocidad, el número de Froude y tirante crítico:

$$V = \frac{Q}{A} \quad \left(\frac{cm}{s}\right)$$

$$Fr = \frac{V}{\sqrt{gy}}$$

$$yc = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} \quad (cm)$$

A continuación se presentaran los análisis que se realizaron para cada medición hecha:

- Caudal (Q): **6726 cm³/s**

Con el fin de dar un mejor ajuste a las gráficas y así poder determinar el tirante crítico del aforador, se considera que el estrechamiento que se produce por el aforador Venturi, en toda su sección un ancho de 12.4 cm, que es la angostura máxima, al cual se considera como un “bs”, y el para B, se tomara el ancho del canal de 30 cm, por lo cual quedara la siguiente expresión:

$$q_1 = \frac{Q}{B} < q_2 = \frac{Q}{bs}$$

Donde Q es el caudal constante que pasa por el canal.

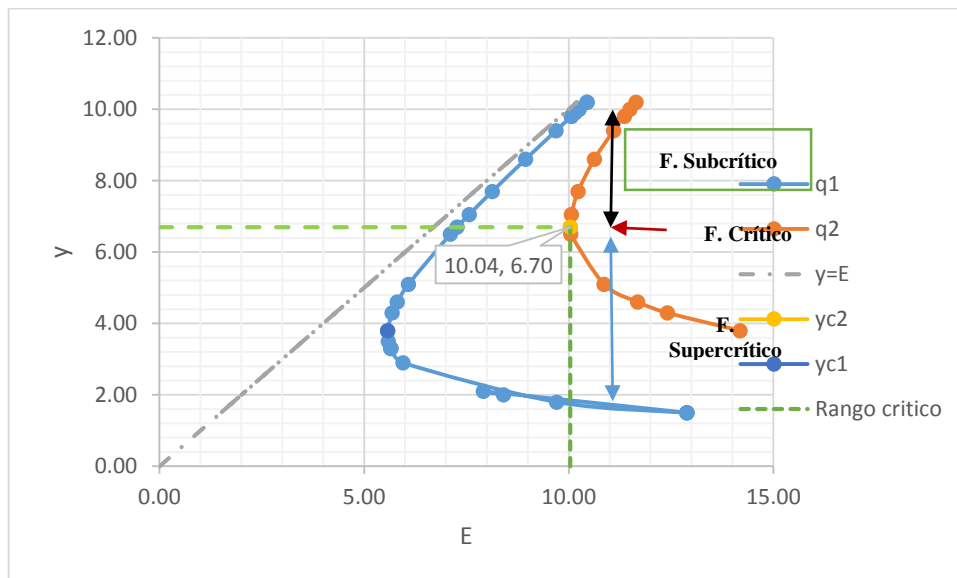
Se obtiene la siguiente tabla.

TABLA 5. 29: Cuadro para generar curva E vs y

	Ítem	Tirantes (cm)	E (cm)	V (cm/s)	Fr	q (m ³ /s/m)
A. Arriba	2	9.90	10.16	22.65	0.23	224.2
	3	10.00	10.26	22.42	0.23	
	4	10.20	10.45	21.98	0.22	
Aforador Venturi	6	7.70	10.23	70.44	0.81	542.41935
	7	7.05	10.07	76.94	0.93	
	8	6.70	10.04	80.96	1.00	
	9	6.50	10.05	83.45	1.05	
A. Abajo	2	1.50	12.89	149.47	3.90	224.2
	3	1.50	12.89	149.47	3.90	
	4	1.50	12.89	149.47	3.90	

De la cual podemos graficar.

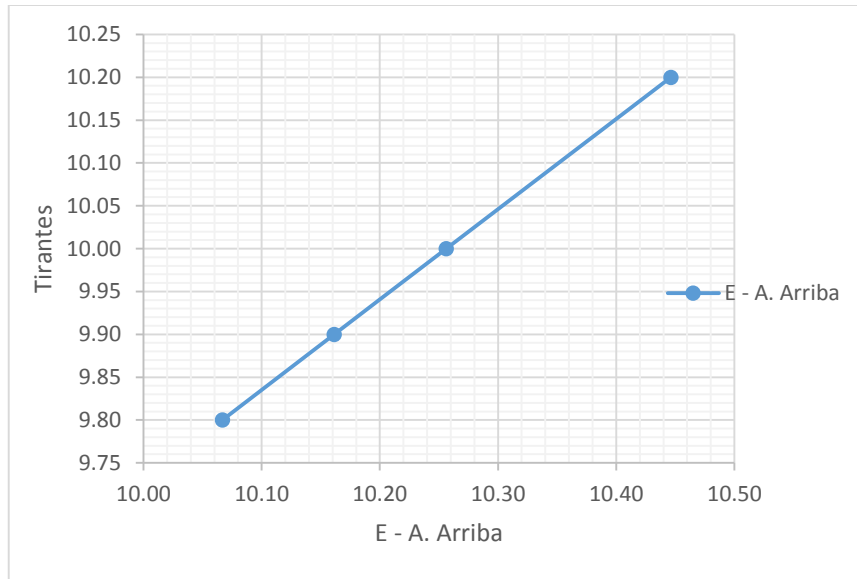
GRAFICA 5. 24: E vs y



Definimos que, del eje del rango crítico hacia arriba, se encuentran los regímenes de flujo crítico y hacia abajo los regímenes de flujo supercrítico. Por lo que se puede apreciar que el tirante crítico experimental, para el aforador es de 6.70 cm, el tirante teórico crítico es de 6.69 cm, lo cual se aproxima al experimental.

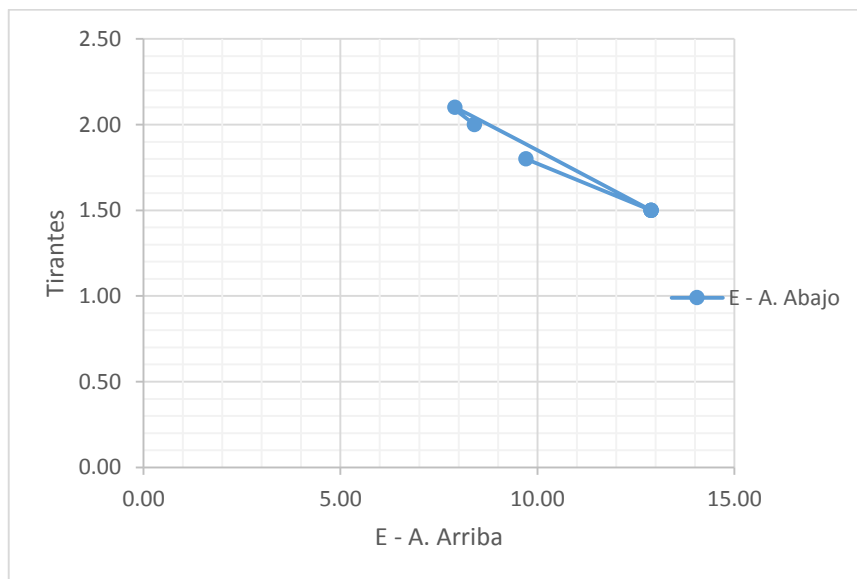
Se notó, que la energía específica aguas arriba, se muestra de forma creciente, esto es debido a que se presenta remanso, como se muestra en la siguiente gráfica.

GRAFICA 5. 25: Energía Aguas Arriba



De la misma forma en la sección aguas abajo, se pudo notar que la energía aumentaba de forma decreciente.

GRAFICA 5. 26: Energía Aguas Abajo



- Caudal (Q): **10524 cm³/s**

De la misma manera que el cálculo anterior, se dará un mejor ajuste a las gráficas y así poder determinar el tirante crítico del aforador, se considera que el estrechamiento que se produce por el aforador Venturi, en toda su sección un ancho de 12.4 cm, que es la angostura máxima, al cual se considera como un “bs”, y el para B, se tomara el ancho del canal de 30 cm, por lo cual quedara la siguiente expresión:

$$q_1 = \frac{Q}{B} < q_2 = \frac{Q}{bs}$$

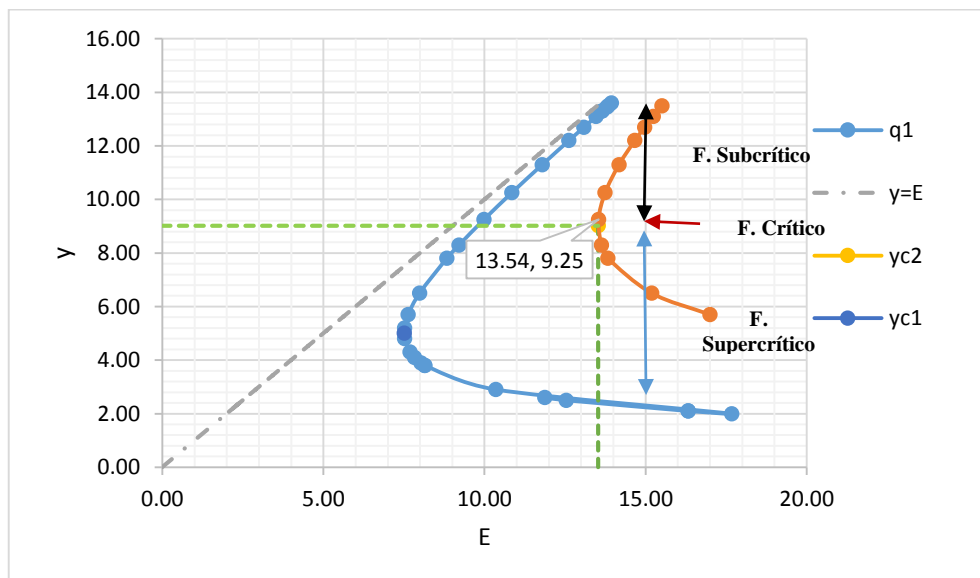
Donde Q es el caudal constante que pasa por el canal.

TABLA 5. 30: Cuadro para generar curva E vs y

	Ítem	Tirantes (cm)	E (cm)	V (cm/s)	Fr	q (m ³ /s/m)
A. Arriba	2	13.30	13.65	26.38	0.23	350.80
	3	13.45	13.80	26.08	0.23	
	4	13.60	13.94	25.79	0.22	
Aforador Venturi	6	10.25	13.74	82.80	0.83	848.71
	7	9.25	13.54	91.75	0.96	
	8	8.30	13.63	102.25	1.13	
	9	7.80	13.83	108.81	1.24	
A. Abajo	2	2.00	17.68	175.40	3.96	350.80
	3	2.10	16.32	167.05	3.68	
	4	2.10	16.32	167.05	3.68	

De la cual podemos graficar.

GRAFICA 5. 27: E vs y

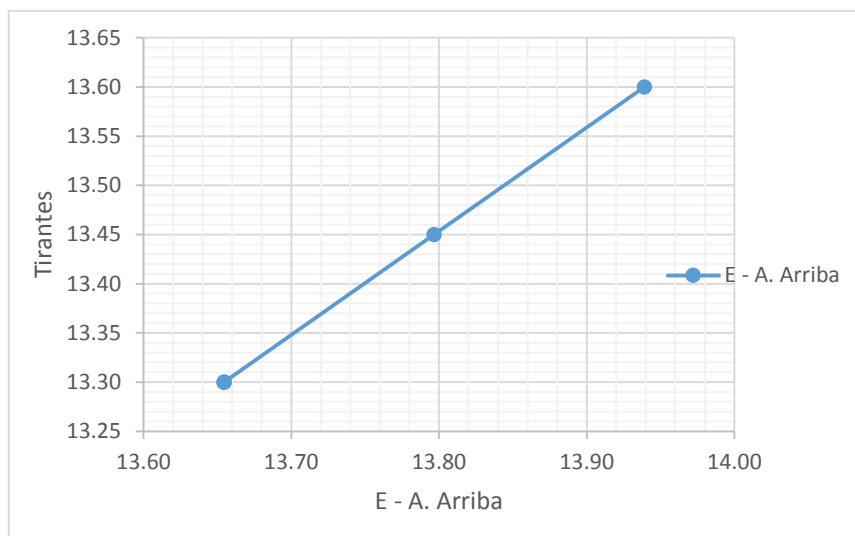


Definimos que, del eje del rango crítico hacia arriba, se encuentran los regímenes de flujo crítico y hacia abajo los regímenes de flujo supercrítico. Se calculó el tirante crítico para el aforador y el Q constante, dando el siguiente resultado:

$$q_2: \quad y_c = 9.02 \text{ cm} ; \quad E_{min} = 13.53 \text{ cm}$$

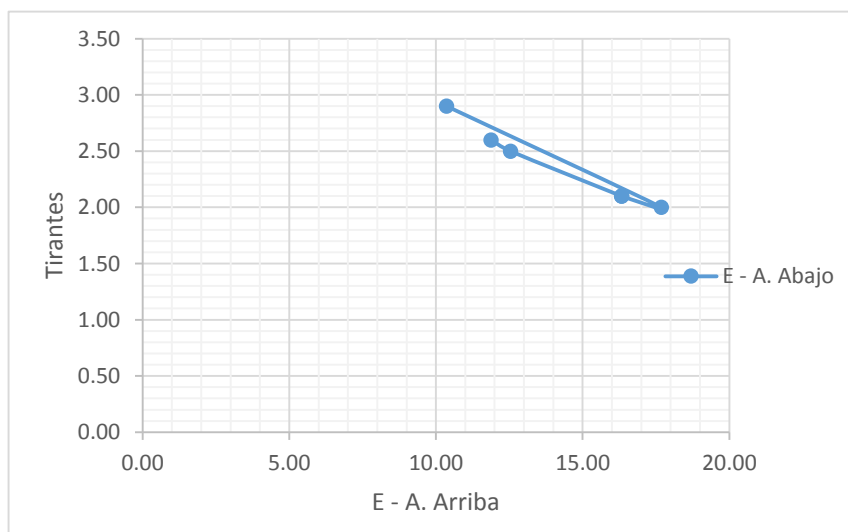
De igual manera, la energía específica aguas arriba, se muestra de forma creciente, como se muestra en la siguiente gráfica.

GRAFICA 5. 28: Energía Aguas Arriba



De la misma forma en la sección aguas abajo, se pudo notar que la energía aumentaba de forma decreciente.

GRAFICA 5. 29: Energía Aguas Abajo



Para el análisis de los siguientes caudales se procede de la misma manera como se ha venido trabajando.

- Caudal (Q): **12132 cm³/s**

Consideramos que el estrechamiento que se produce por el aforador Venturi, en toda su sección un ancho de 12.4 cm, que es la angostura máxima, al cual se considera como un “bs”, y el para B, se tomara el ancho del canal de 30 cm, por lo cual quedara la siguiente expresión:

$$q_1 = \frac{Q}{B} < q_2 = \frac{Q}{bs}$$

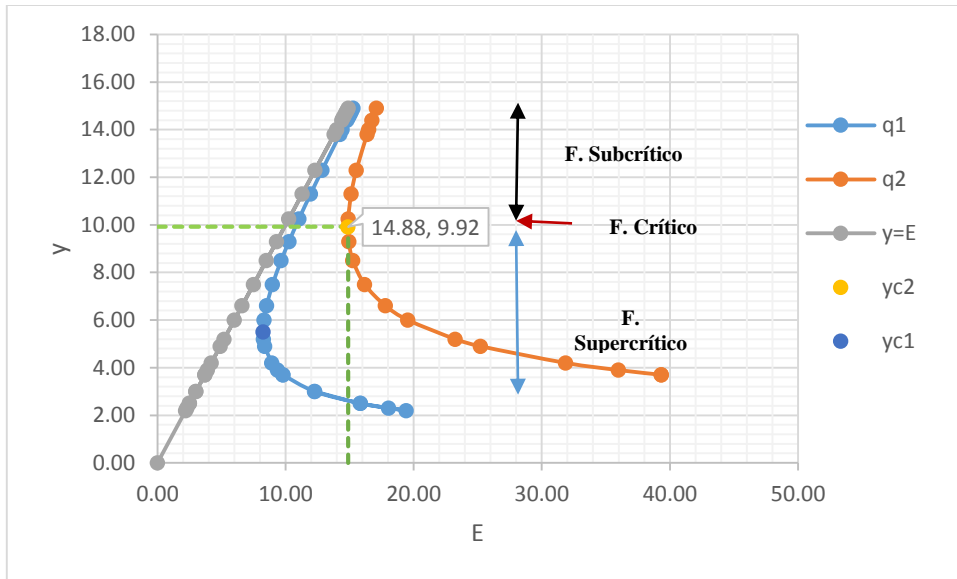
Donde Q es el caudal constante que pasa por el canal.

TABLA 5. 31: Cuadro para generar curva E vs y

	Item	Tirantes (cm)	E (cm)	V (cm/s)	Fr	q (m ³ /s/m)
A. Arriba	2	14.60	14.99	27.70	0.23	404.40
	3	14.70	15.09	27.51	0.23	
	4	14.80	15.18	27.32	0.23	
Aforador Venturi	6	11.30	15.12	86.58	0.82	978.39
	7	10.25	14.89	95.45	0.95	
	8	9.30	14.94	105.20	1.10	
	9	8.50	15.25	115.10	1.26	
A. Abajo	2	2.50	15.84	161.76	3.27	404.40
	3	2.30	18.06	175.83	3.70	
	4	2.20	19.42	183.82	3.96	

De la cual podemos graficar.

GRAFICA 5. 30: E vs y

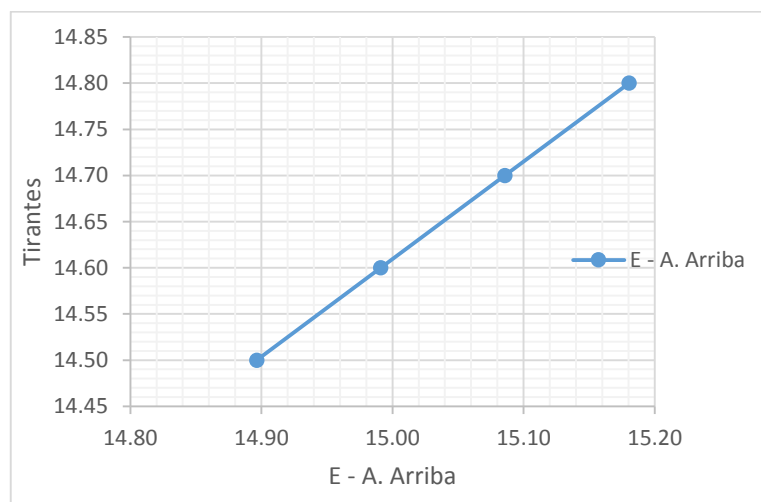


Definimos que, del eje del rango crítico hacia arriba, se encuentran los regímenes de flujo crítico y hacia abajo los regímenes de flujo supercrítico. Se calculó el tirante crítico para el aforador y el Q constante, dando el siguiente resultado:

q2: $y_c = 9.92 \text{ cm}$; $E_{min} = 14.88 \text{ cm}$

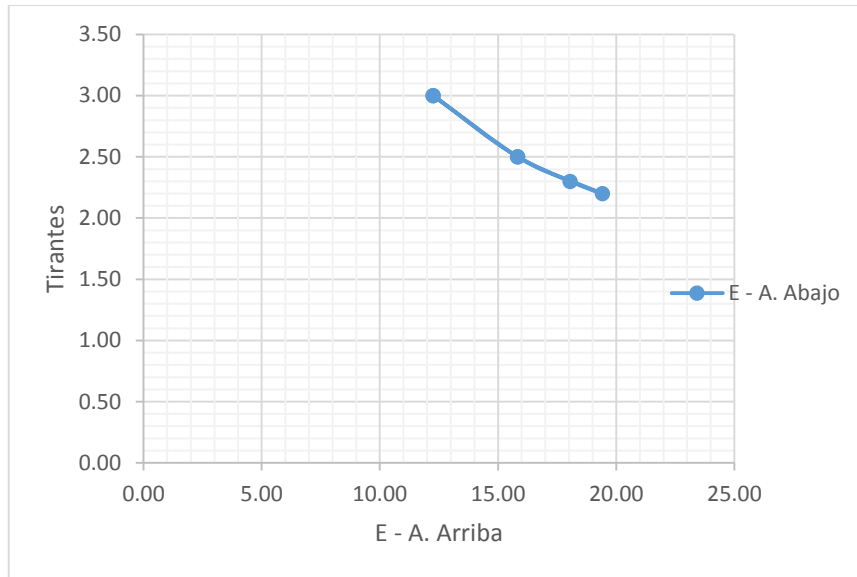
De igual manera, la energía específica aguas arriba, se muestra de forma creciente, como se muestra en la siguiente gráfica.

GRAFICA 5. 31: Energía Aguas Arriba



De la misma forma en la sección aguas abajo, se pudo notar que la energía aumentaba de forma decreciente.

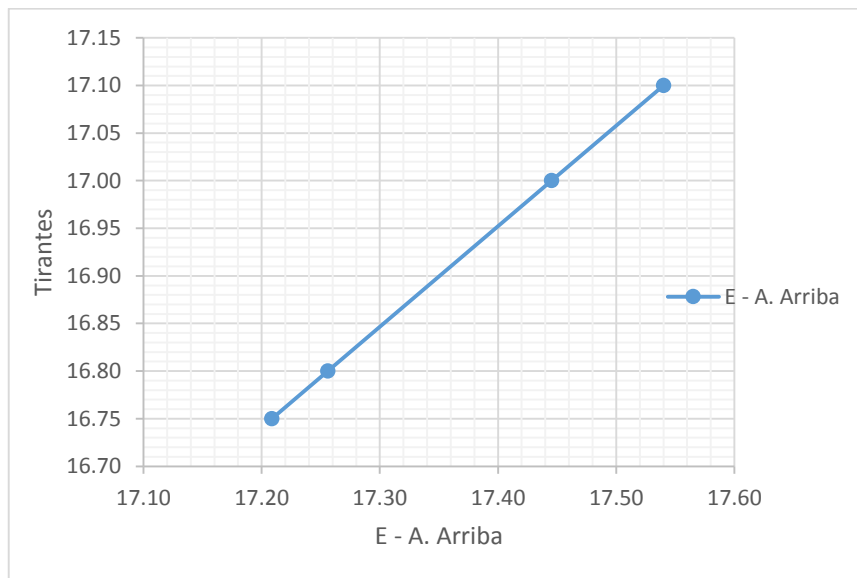
GRAFICA 5. 32: Energía Aguas Abajo



- Caudal (Q): **15074 cm³/s**

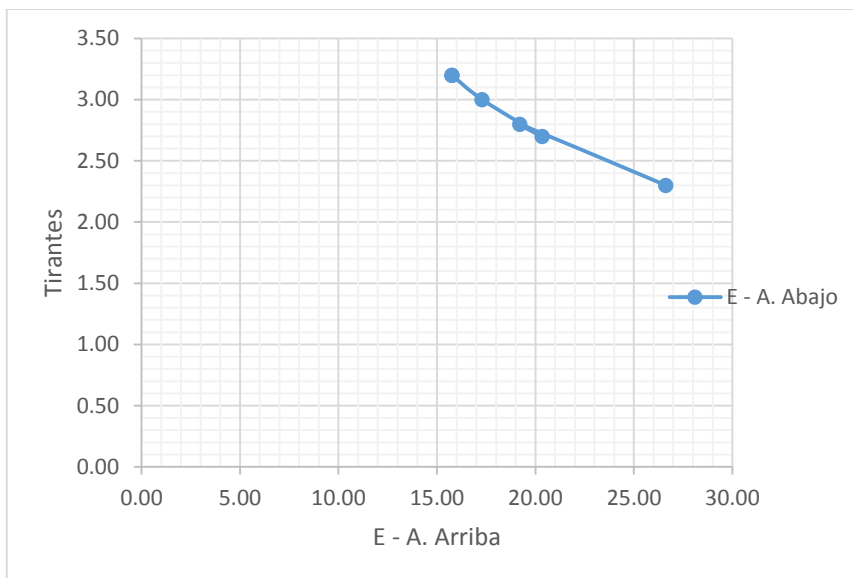
La energía específica aguas arriba, se muestra de forma creciente, como se muestra en la siguiente gráfica.

GRAFICA 5. 33: Energía Aguas Arriba



De la misma forma en la sección aguas abajo, se pudo notar que la energía aumentaba de forma decreciente.

GRAFICA 5. 34: Energía Aguas Abajo



Para un mejor ajuste a las gráficas y así poder determinar el tirante crítico del aforador, se considera que el estrechamiento que se produce por el aforador Venturi, en toda su sección un ancho de 12.4 cm, que es la angostura máxima, al cual se considera como un “bs”, y el para B, se tomara el ancho del canal de 30 cm, por lo cual quedara la siguiente expresión:

$$q_1 = \frac{Q}{B} < q_2 = \frac{Q}{bs}$$

Donde Q es el caudal constante que pasa por el canal.

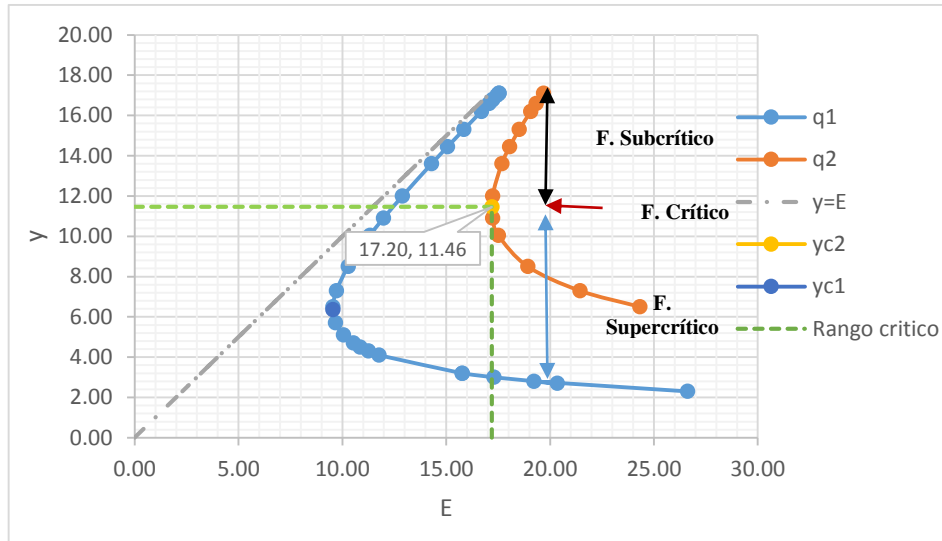
Obtenemos la siguiente tabla:

TABLA 5. 32: Cuadro para generar curva E vs y

	Item	Tirantes (cm)	E (cm)	V (cm/s)	Fr	q (m3/s/m)
A. Arriba	2	16.80	17.26	29.91	0.23	502.47
	3	17.00	17.45	29.56	0.23	
	4	17.10	17.54	29.38	0.23	
Aforador Venturi	6	13.60	17.67	89.39	0.77	1215.645 16
	7	12.00	17.23	101.30	0.93	
	8	10.90	17.24	111.53	1.08	
	9	10.05	17.51	120.96	1.22	
A. Abajo	2	3.20	15.77	157.02	2.80	502.47
	3	3.00	17.30	167.49	3.09	
	4	2.70	20.35	186.10	3.62	

De la cual podemos graficar.

GRAFICA 5. 35: E vs y



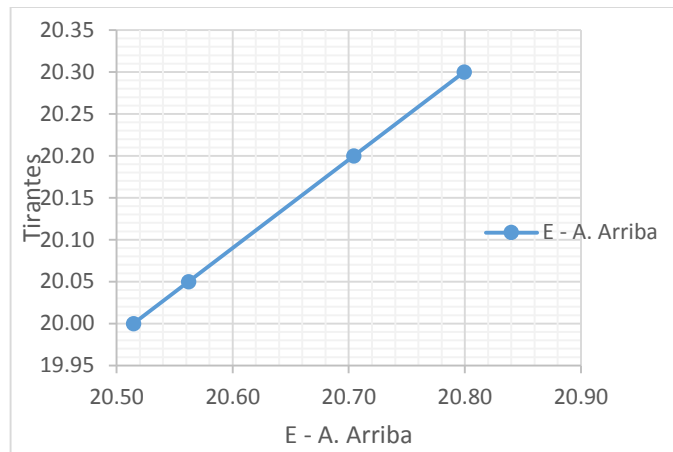
Definimos que del eje del rango crítico hacia arriba, se encuentran los regímenes de flujo crítico y hacia abajo los regímenes de flujo supercrítico. Se calculó el tirante crítico para el aforador y el Q constante, dando el siguiente resultado:

q2: $y_c = 11.46 \text{ cm}$; $E_{min} = 17.20 \text{ cm}$

- Caudal (Q): **17726 cm³/s**

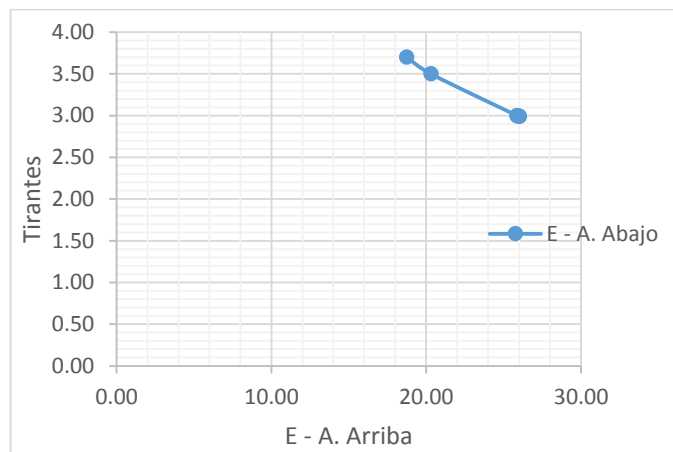
La energía específica aguas arriba, se muestra de forma creciente, como se muestra en la siguiente gráfica.

GRAFICA 5. 36: Energía Aguas Arriba



De la misma forma en la sección aguas abajo, se pudo notar que la energía aumentaba de forma decreciente.

GRAFICA 5. 37: Energía Aguas Abajo



Se da un mejor ajuste a las gráficas y así poder determinar el tirante crítico del aforador, se considera que el estrechamiento que se produce por el aforador Venturi, en toda su sección un ancho de 12.4 cm, que es la angostura máxima, al cual se considera como un “bs”, y el para B, se tomara el ancho del canal de 30 cm, por lo cual quedara la siguiente expresión:

$$q_1 = \frac{Q}{B} < q_2 = \frac{Q}{bs}$$

Donde Q es el caudal constante que pasa por el canal.

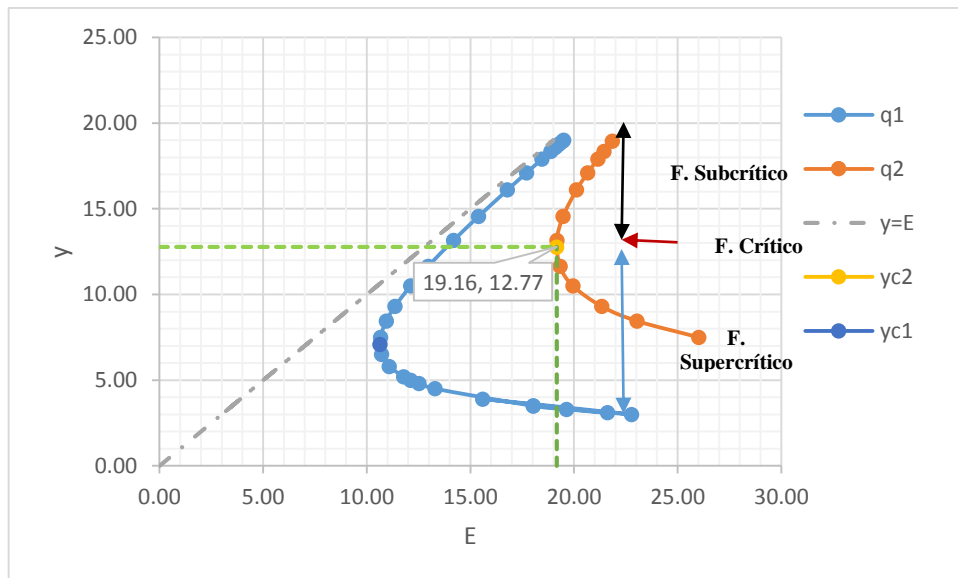
Por lo que se genera la siguiente tabla:

TABLA 5. 33: Cuadro para generar curva E vs y

	Ítem	Tirantes (cm)	E (cm)	V (cm/s)	Fr	q (m ³ /s/m)
A. Arriba	2	18.65	19.16	31.68	0.23	590.87
	3	18.80	19.30	31.43	0.23	
	4	19.00	19.49	31.10	0.23	
Aforador Venturi	6	14.55	19.47	98.25	0.82	1429.52
	7	13.15	19.17	108.71	0.96	
	8	11.65	19.32	122.71	1.15	
	9	10.50	19.95	136.14	1.34	
A. Abajo	2	3.30	19.64	179.05	3.15	590.87
	3	3.10	21.62	190.60	3.46	
	4	3.90	15.60	151.50	2.45	

De la cual podemos graficar.

GRAFICA 5. 38: E vs y



A partir del rango crítico hacia arriba, se encuentran los regímenes de flujo crítico y hacia abajo los regímenes de flujo supercrítico.

Se calculó el tirante crítico para el aforador y el Q constante, dando el siguiente resultado:

$$q_2: \quad y_c = 12.77 \text{ cm}; \quad E_{min} = 19.16 \text{ cm}$$

- Caudal (Q): **19063 cm³/s**

Damos un mejor ajuste a las gráficas y así poder determinar el tirante crítico del aforador, se considera que el estrechamiento que se produce por el aforador Venturi, en toda su sección un ancho de 12.4 cm, que es la angostura máxima, al cual se considera como un “bs”, y el para B, se tomara el ancho del canal de 30 cm, por lo cual quedara la siguiente expresión:

$$q_1 = \frac{Q}{B} < q_2 = \frac{Q}{bs}$$

Donde Q es el caudal constante que pasa por el canal.

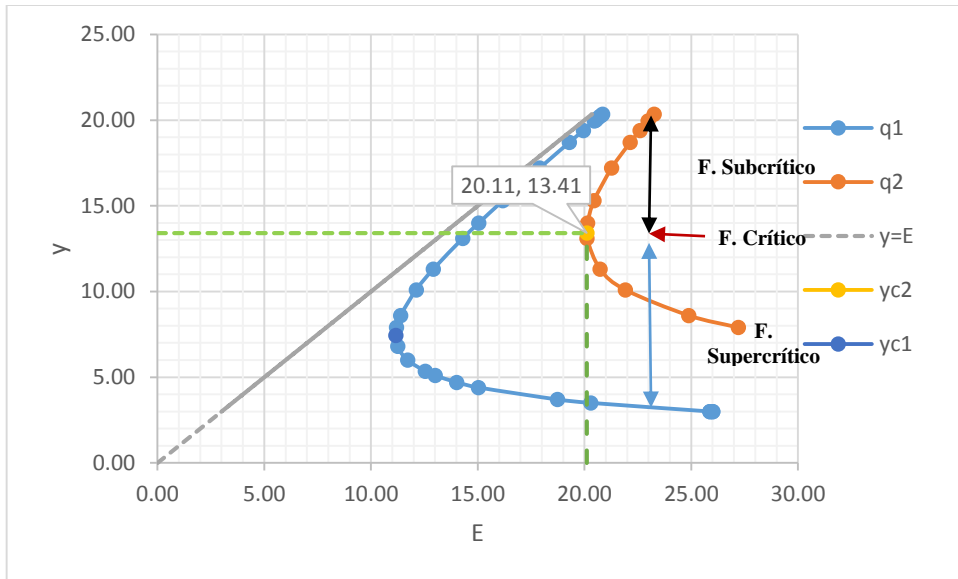
Por lo que obtenemos la siguiente tabla

TABLA 5. 34: Cuadro para generar curva E vs y

	Item	Tirantes (cm)	E (cm)	V (cm/s)	Fr	q (m ³ /s/m)
A. Arriba	2	20.05	20.56	31.69	0.23	635.43
	3	20.20	20.70	31.46	0.22	
	4	20.30	20.80	31.30	0.22	
Aforador Venturi	6	15.30	20.45	100.48	0.82	1537.34
	7	14.00	20.15	109.81	0.94	
	8	13.10	20.12	117.35	1.04	
	9	11.30	20.73	136.05	1.29	
A. Abajo	2	3.50	20.30	181.55	3.10	635.43
	3	3.00	25.87	211.81	3.90	
	4	3.00	25.87	211.81	3.90	

De la cual podemos graficar.

GRAFICA 5. 39: E vs y



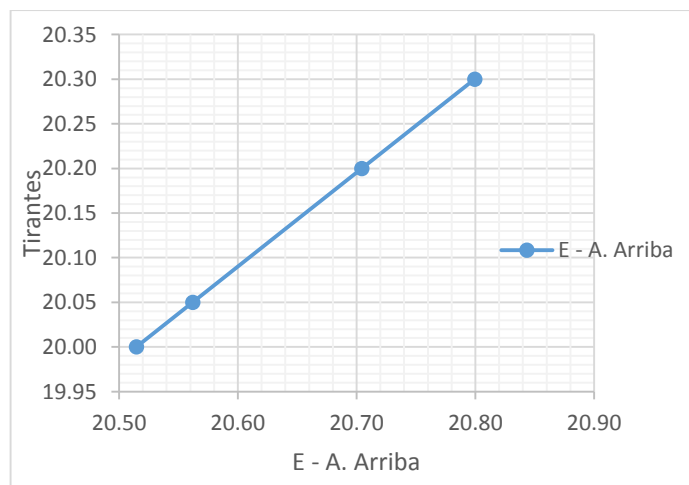
En el rango crítico hacia arriba, se encuentran los regímenes de flujo crítico y hacia abajo los regímenes de flujo supercrítico.

Se calculó el tirante crítico para el aforador y el Q constante, dando el siguiente resultado:

$$q_2: \quad y_c = 13.41 \text{ cm} ; \quad E_{min} = 20.11 \text{ cm}$$

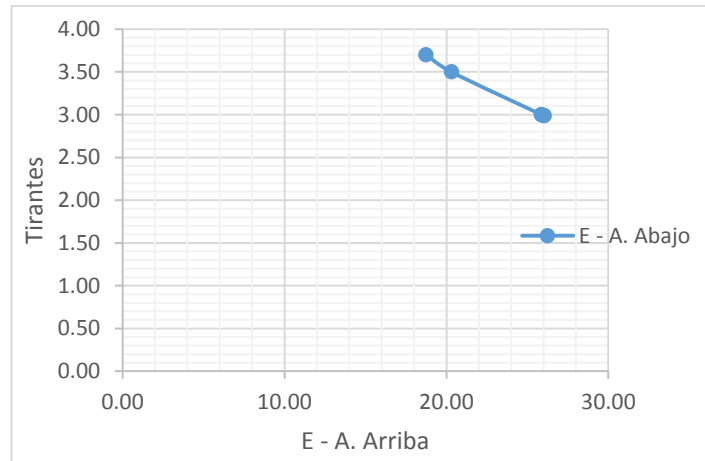
De igual manera, la energía específica aguas arriba, se muestra de forma creciente, como se muestra en la siguiente gráfica.

GRAFICA 5. 40: Energía Aguas Arriba



De la misma forma en la sección aguas abajo, se pudo notar que la energía aumentaba de forma decreciente.

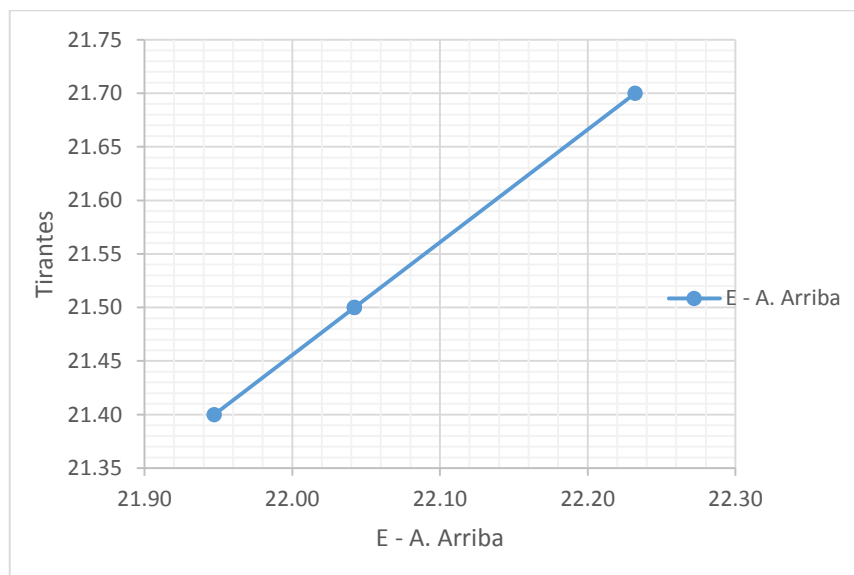
GRAFICA 5. 41: Energía Aguas Abajo



- Caudal (Q): **21037 cm³/s**

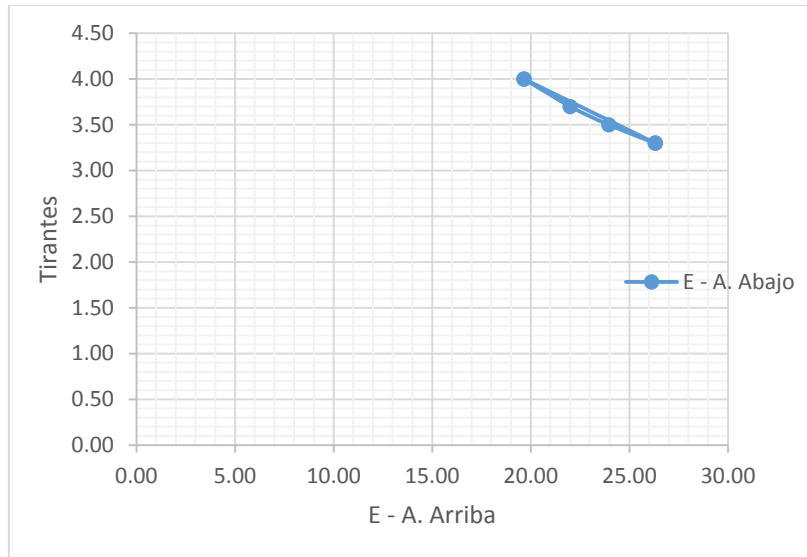
La energía específica aguas arriba, se muestra de forma creciente, como se muestra en la siguiente gráfica.

GRAFICA 5. 42: Energía Aguas Arriba



De la misma forma en la sección aguas abajo, se pudo notar que la energía aumentaba de forma decreciente.

GRAFICA 5. 43: Energía Aguas Abajo



De la misma manera que el cálculo anterior, se dará un mejor ajuste a las gráficas y así poder determinar el tirante crítico del aforador, se considera que el estrechamiento que se produce por el aforador Venturi, en toda su sección un ancho de 12.4 cm, que es la angostura máxima, al cual se considera como un “bs”, y el para B, se tomara el ancho del canal de 30 cm, por lo cual quedara la siguiente expresión:

$$q_1 = \frac{Q}{B} < q_2 = \frac{Q}{bs}$$

Donde Q es el caudal constante que pasa por el canal.

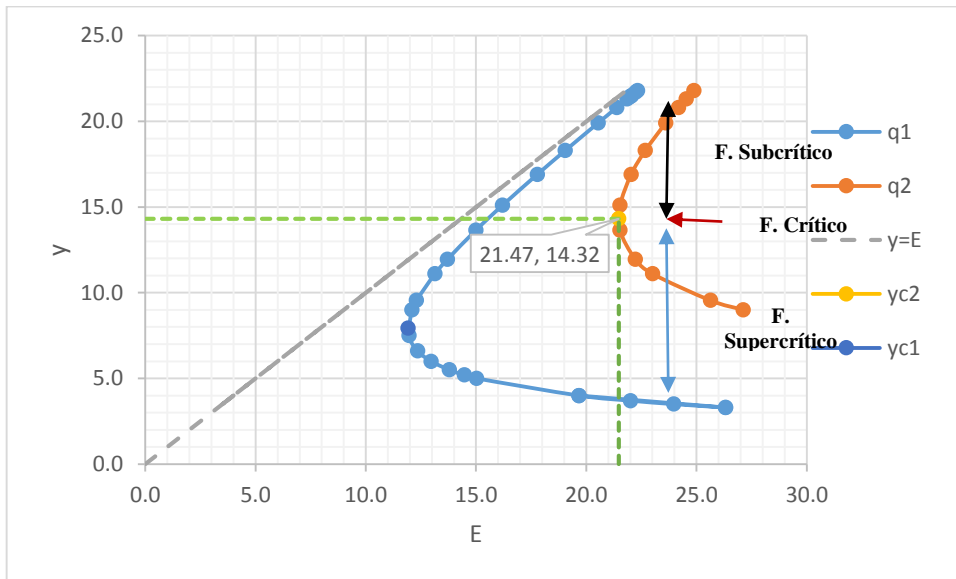
Generándose la siguiente tabla

TABLA 5. 35: Cuadro para generar curva E vs y

	Ítem	Tirantes (cm)	E (cm)	V (cm/s)	Fr	q (m3/s/m)
A. Arriba	2	21.50	22.04	32.62	0.22	701.23
	3	21.50	22.04	32.62	0.22	
	4	21.70	22.23	32.31	0.22	
Aforador Venturi	6	16.90	22.04	100.39	0.78	1696.53
	7	15.10	21.53	112.35	0.92	
	8	13.65	21.52	124.29	1.07	
	9	11.95	22.22	141.97	1.31	
A. Abajo	2	3.70	22.01	189.52	3.15	701.23
	3	3.50	23.96	200.35	3.42	
	4	3.30	26.31	212.49	3.73	

De la cual podemos graficar.

GRAFICA 5. 44: E vs y



A partir del eje del rango crítico hacia arriba, se encuentran los regímenes de flujo crítico y hacia abajo los regímenes de flujo supercrítico.

Se calculó el tirante crítico para el aforador y el Q constante, dando el siguiente resultado:

$$q_2: \quad y_c = 14.32 \text{ cm}; \quad E_{min} = 21.47 \text{ cm}$$

Como se pudo apreciar en, con la generación de curvas E vs y, el tirante crítico está ubicado en las secciones 7 y 8, del aforador Venturi, lo que indica que de acuerdo al aumento de caudal el tirante se desplaza de derecha a izquierda.

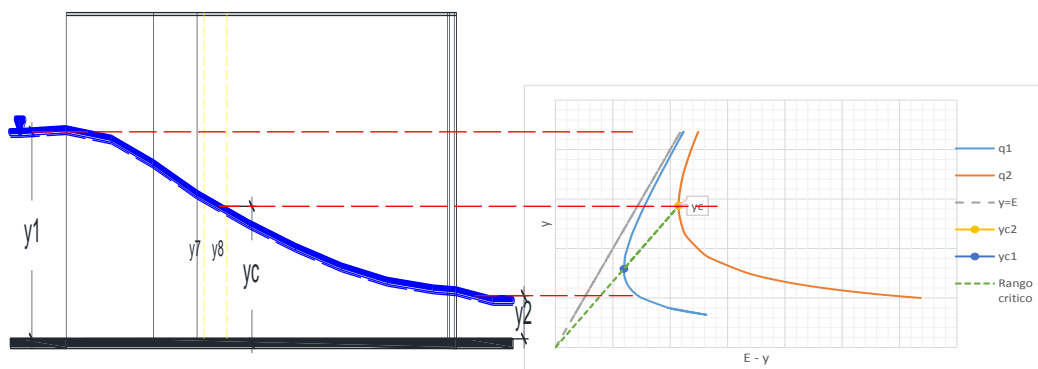
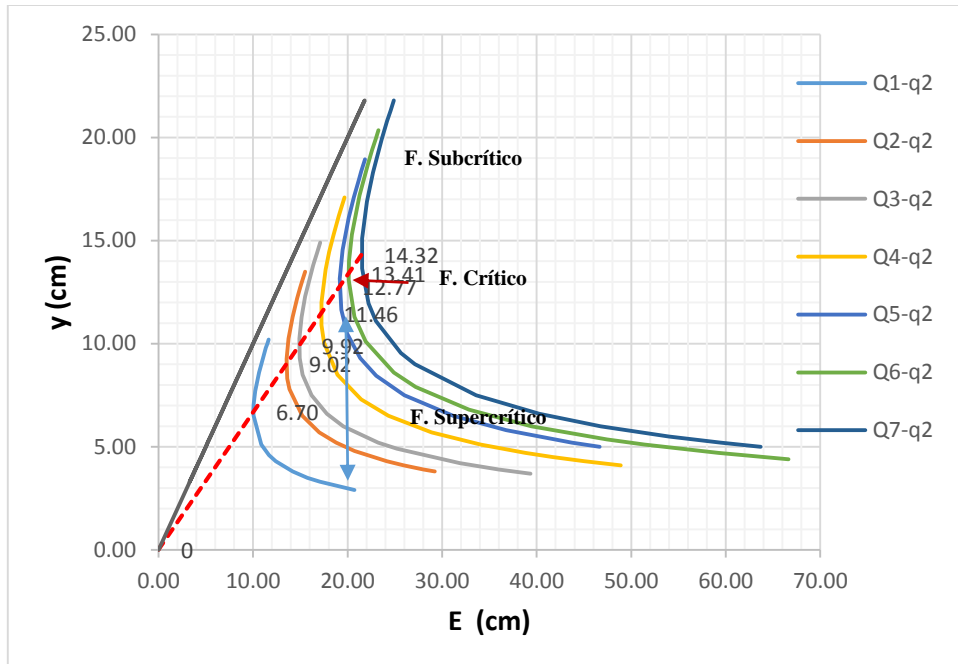


Figura 5. 1: Diagrama de energía para un aforador Venturi.

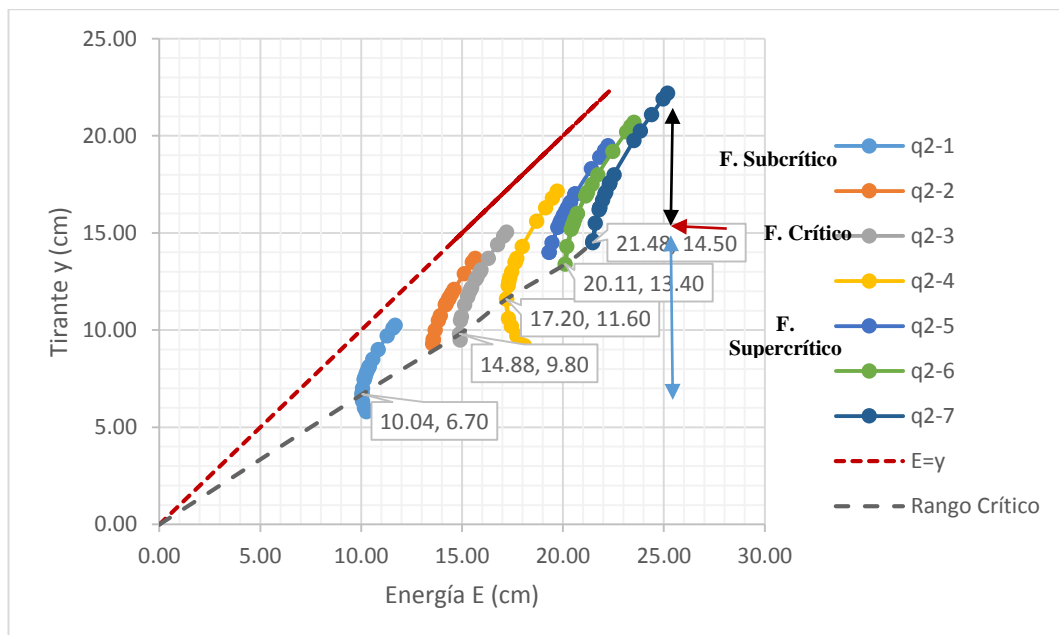
GRAFICA 5. 45: Comparación de curvas “E vs y” en el aforador



A partir de la línea punteada hacia arriba, se observó que se produce un flujo suscrítico, y por debajo de dicha línea se puede apreciar un flujo supercrítico.

Se realizó el mismo análisis para los datos tomados con el aforador sumergido, para lo cual se usó el mismo procedimiento que se realizó anteriormente, quedando el siguiente cuadro comparativo:

GRAFICA 5. 46: Comparación “E vs y” Aforador sumergido



Como se puede apreciar en el gráfico, el rango crítico es variable, ya que el flujo no es constante en los tramos tomados en el aforador Venturi, pero se puede apreciar que el flujo sumergido en el aforador, se encuentra en un régimen subcrítico, y solo en el caudal 4, se puede apreciar que varía su régimen a supercrítico, para luego pasar a un régimen subcrítico aguas abajo.

5.3.2. Vertedero de pared gruesa

5.3.2.1. Calibración del vertedero y determinación de la ecuación del caudal real.

Se genera una ecuación respecto a las características iniciales con las que cuenta el vertedero, para lo cual se sigue usando la forma de la ecuación general, para el análisis de dichos datos:

$$Q = KH^n$$

Ec. General

Se consideró el valor de H, en el inicio de la canaleta, así como se muestra en la figura 2.8, para lo cual se tiene que determinar los valores de **n** y **K**.

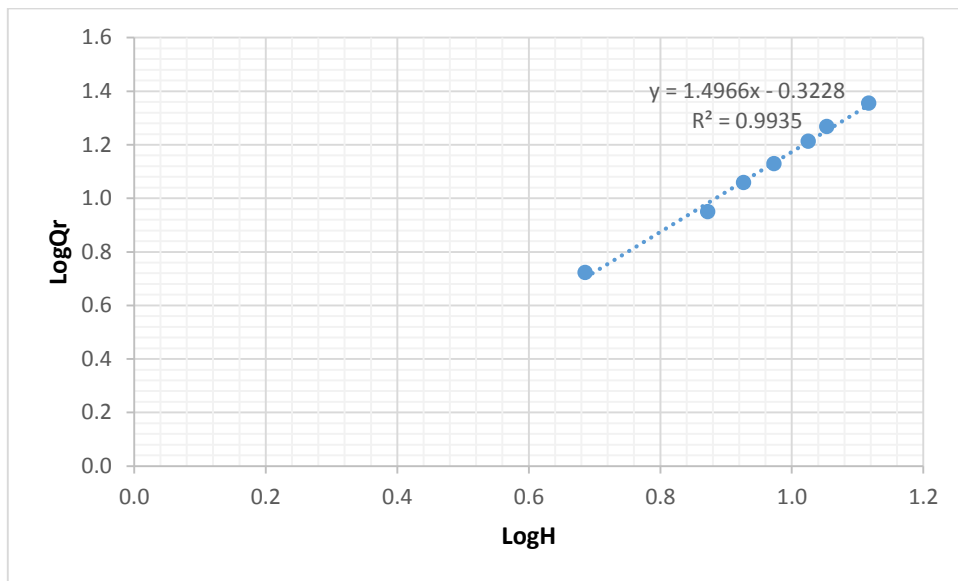
Por lo que se determinó logaritmos a las alturas de carga tomadas, así como a los caudales experimentales, para dicho trabajo se trabajaron con las unidades en litros por segundo y en centímetros.

A continuación, se mostrarán un cuadro y una gráfica, la cuales determinarán una línea tendencia, para la determinación de los coeficientes antes mencionados.

TABLA 5. 36: Logaritmos de H y Qr

H (cm)	Q obs(It/s)	logH	logQ
4.85	5.288	0.68574	0.72329
7.45	10.114	0.87216	1.00492
8.45	11.465	0.92686	1.05937
9.40	13.460	0.97313	1.12905
10.60	16.339	1.02531	1.21323
11.30	18.552	1.05308	1.26839
13.10	22.662	1.11727	1.35530

GRAFICA 5. 47: logH vs logQr



De acuerdo a la ecuación generada por la recta, sustituimos los valores:

$$\text{Log Q} = 1.461 \text{ Log H} - 0.281$$

A partir de esto, deducimos: $n = 1.461$ y $K = \log^{-1} (-0.281) = 0.5236$

Sustituyendo valores en la ecuación general se obtiene la ecuación generada específica para este vertedero de pared gruesa.

$$Q_{\text{generado}} = 0.5236 H^{1.461}$$

Donde:

$$Q_{\text{generado}} = \text{lt/s}$$

$$H = \text{cm}$$

TABLA 5. 37: Comparación de caudales reales y generados con ecuación calibrada

H (cm)	Q r (lt/s)	Q gen (lt/s)	Error (%)
4.85	5.288	5.259	0.5563
7.45	10.114	9.845	2.6586
8.45	11.465	11.834	-3.2199
9.40	13.460	13.827	-2.7294
10.60	16.339	16.481	-0.8664
11.30	18.552	18.095	2.4658
13.10	22.662	22.456	0.9088

Comparación de los resultados obtenidos experimentalmente con los de forma teórica

Primero haremos una comparación con la fórmula presentada por el manual del canal de pendiente variable, las unidades se trabajaron en lt/s y cm.

$$Q = 1.7 L H^{3/2}$$

$$Q = 0.017 L H^{3/2} \left(\frac{lt}{s}\right)$$

Donde:

Siendo: H la carga al inicio del vertedero, L, ancho del vertedero (30 cm).

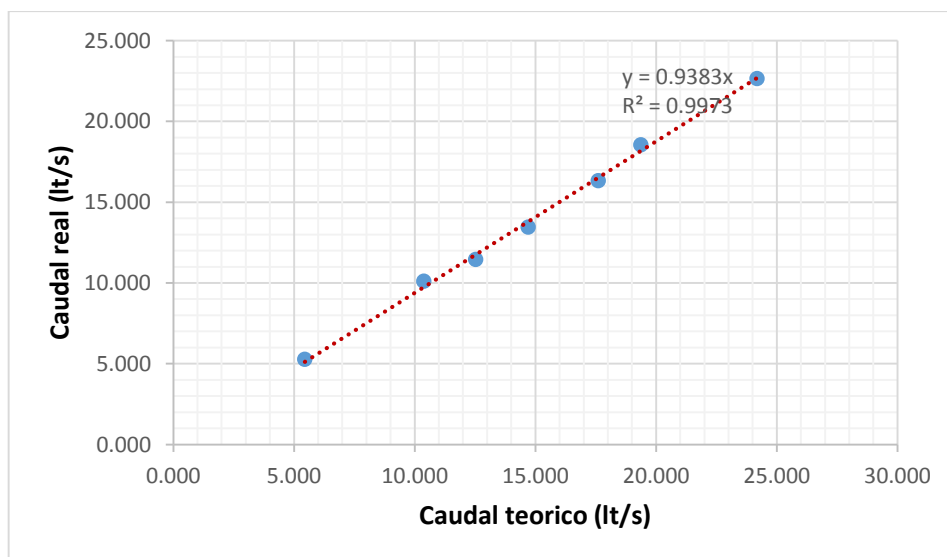
A continuación, se muestran los resultados para esta fórmula:

TABLA 5. 38: Caudal teórico manual y comparación con el caudal real

H (cm)	Q real (lt/s)	Q teórico (lt/s)	Error (%)
4.85	5.288	5.447	-3.013
7.45	10.114	10.371	-2.537
8.45	11.465	12.527	-9.265
9.40	13.460	14.698	-9.199
10.60	16.339	17.601	-7.722
11.30	18.552	19.373	-4.423
13.10	22.662	24.181	-6.704

Se genera una gráfica de corrección lineal para la fórmula del manual:

GRAFICA 5. 48: Correlación entre caudal teórico y real



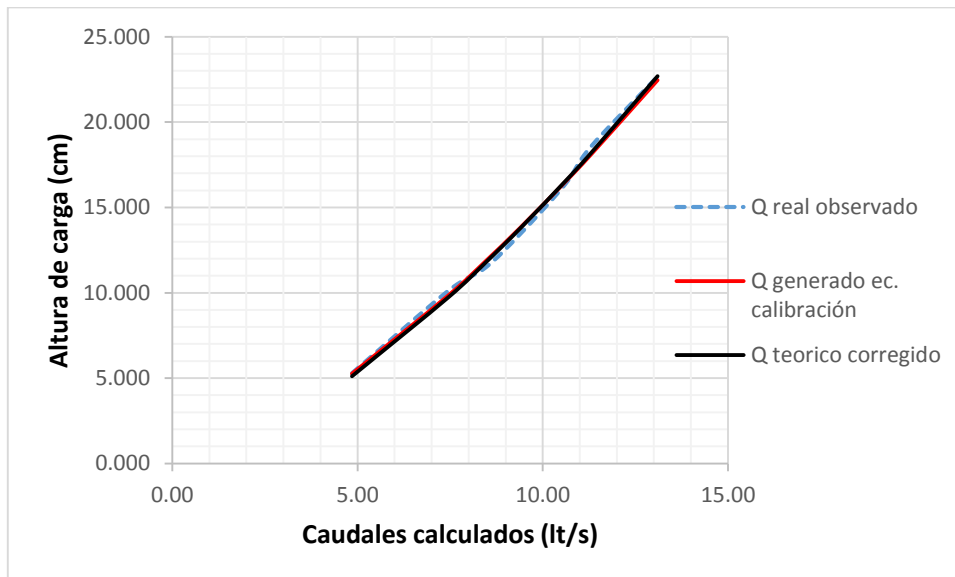
Obtenemos un factor de corrección para dicha fórmula de F.C=0.9383, generando una nueva expresión:

$$Q = (0.9383) \cdot 0.017 \cdot L \cdot H^{3/2} \left(\frac{lt}{s}\right)$$

TABLA 5. 39: Caudales corregidos

Q real (lt/s)	Q teórico (lt/s)	Q corregido (lt/s)	Error (%)
5.288	5.447	5.111	3.343
10.114	10.371	9.731	3.789
11.465	12.527	11.754	-2.523
13.460	14.698	13.791	-2.461
16.339	17.601	16.515	-1.075
18.552	19.373	18.177	2.020
22.662	24.181	22.689	-0.120

GRAFICA 5. 49: Comparación de Caudales calculados



5.3.2.2. Análisis de Energía específica para Vertedero de pared gruesa

Para el análisis de la energía específica, se ha considerado para cada análisis un caudal constante para la determinación de la Energía que pasa por todo el tramo, con el fin de estudiar la presencia de gradas en canales prismáticos, lo cual se usó la siguiente ecuación para la determinación del tal:

$$E = y + \frac{Q^2}{2gA^3}$$

Al igual que la sección anterior, se usaron para el cálculo, las ecuaciones de velocidad, el número de Froude y tirante crítico:

$$V = \frac{Q}{A} \quad \left(\frac{cm}{s}\right); \quad Fr = \frac{V}{\sqrt{gy}} \quad ; \quad y_c = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} \quad (cm)$$

A continuación se presentaran los análisis que se realizaron para cada medición hecha:

- **Caudal: 5288 cm³/s**

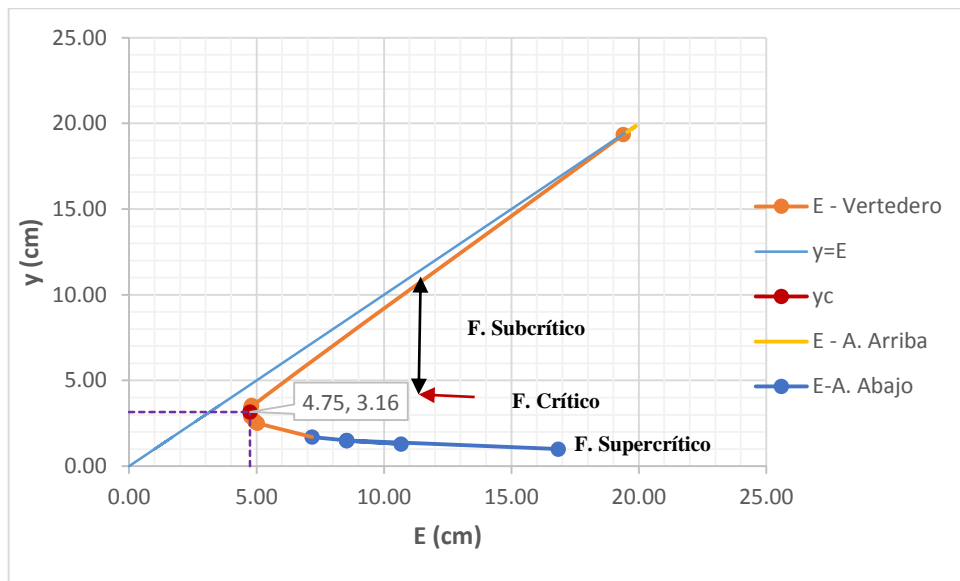
TABLA 5. 40: Resultados de Energía Especifica

	Item	Tirantes (cm)	Area (cm ²)	E (cm)	V (cm/s)	Froude	Tipo de Flujo	
A. Arriba	1	19.50	585.00	19.54	9.04	0.07	S U B C R I T I C O	
	2	19.55	586.50	19.59	9.02	0.07		
	3	19.75	592.50	19.79	8.92	0.06		
	4	19.85	595.50	19.89	8.88	0.06		
	5	19.80	594.00	19.84	8.90	0.06		
	6	19.70	591.00	19.74	8.95	0.06		
Vertedero de pared gruesa	1	19.35	580.50	19.39	9.11	0.07		
	2	3.45	103.50	4.78	51.09	0.88		
	3	2.60	78.00	4.94	67.79	1.34		SUPERCRITICO
	4	2.90	87.00	4.78	60.78	1.14		
	5	3.55	106.50	4.81	49.65	0.84	SUBCRITICO	
	6	3.35	100.50	4.76	52.62	0.92		
	7	2.90	87.00	4.78	60.78	1.14		
	8	2.60	78.00	4.94	67.79	1.34		
	9	2.50	75.00	5.03	70.51	1.42		
	10	1.10	33.00	14.19	160.24	4.88		
A. Abajo	1	1.00	30.00	16.84	176.27	5.63	S U P E R C R I T I C O	
	2	1.50	45.00	8.54	117.51	3.06		
	3	1.30	39.00	10.67	135.59	3.80		
	4	1.50	45.00	8.54	117.51	3.06		
	5	1.50	45.00	8.54	117.51	3.06		
	6	1.70	51.00	7.18	103.69	2.54		

Como se puede apreciar en el cuadro, en la sección del vertedero, se presentó el estado de régimen subcrítico, en los puntos 5 y 6, debido a que el bajo caudal que transcurría por tal, generaba un pequeño resalto, lo cual generó que la velocidad disminuyera.

A continuación graficaremos la curva E vs y, para verificar el proceso del flujo.

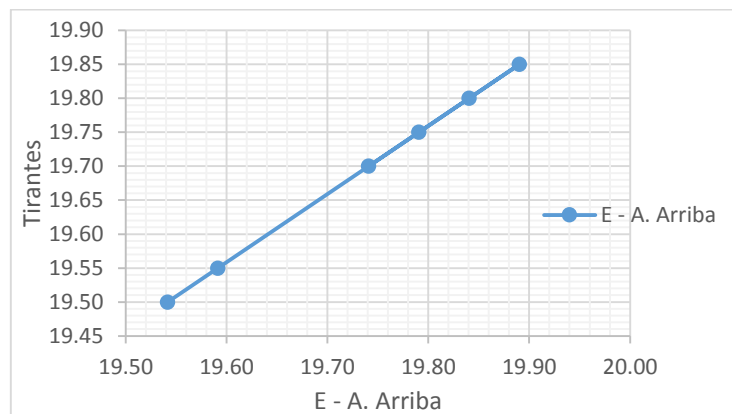
GRAFICA 5. 50: E vs y



De donde se puede obtener el tirante crítico, el cual es 3.16 cm, con una energía mínima de 4.75 cm.

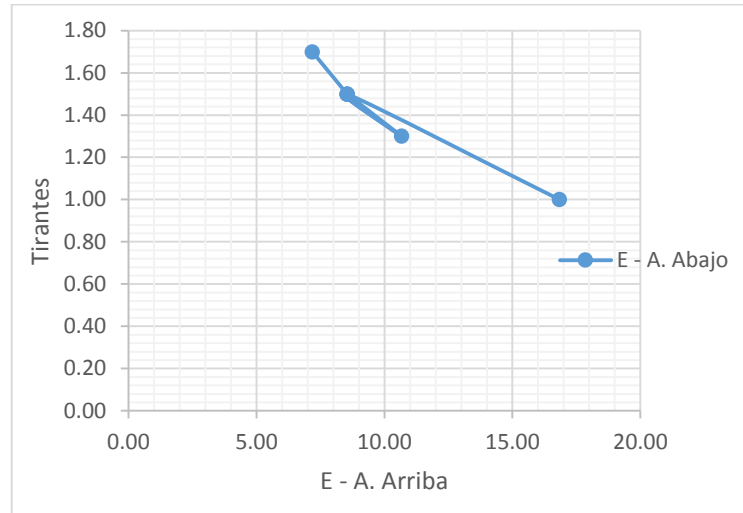
Como se puede observar, la energía aguas arriba actúa de forma creciente, debido al obstáculo que genera el vertedero, como puede apreciarse en el siguiente gráfico.

GRAFICA 5. 51: Energía aguas arriba



Del mismo modo analizamos la energía aguas abajo, donde la energía actúa en aumento, pero disminuyen los tirantes.

GRAFICA 5. 52: Energía aguas abajo



Se puede deducir que la energía de acuerdo a los datos tomados, varía según como cambien los tirantes, lo que la energía es variable para dicho caudal trabajado.

- **Caudal: 10114 cm³/s**

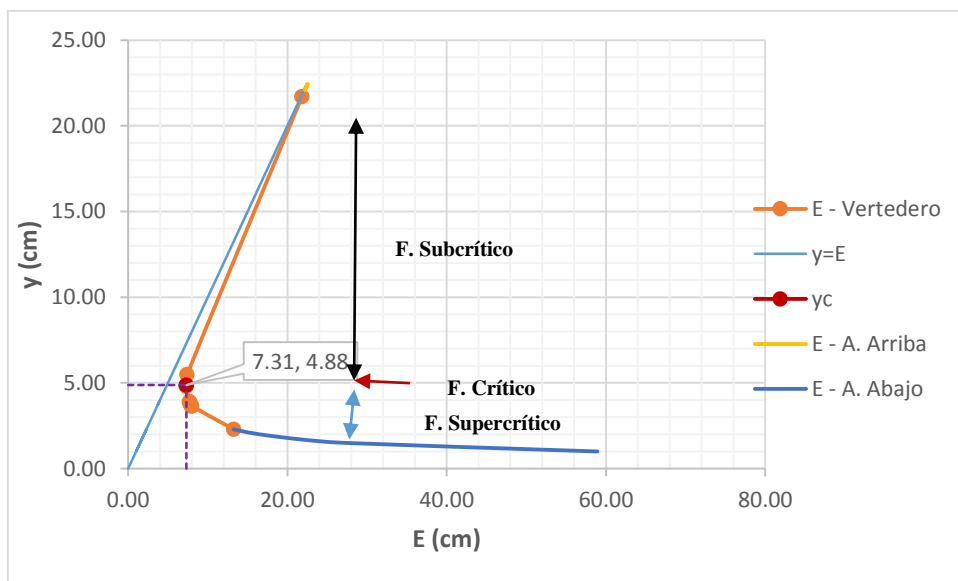
TABLA 5. 41: Resultados de Energía Especifica

	Item	Tirantes (cm)	Area (cm ²)	E (cm)	V (cm/s)	Froude	Tipo de Flujo	
A. Arriba	1	22.10	663.00	22.22	15.25	0.10	S U B C R I T I C O	
	2	22.20	666.00	22.32	15.19	0.10		
	3	22.30	669.00	22.42	15.12	0.10		
	4	22.45	673.50	22.56	15.02	0.10		
	5	22.30	669.00	22.42	15.12	0.10		
	6	22.10	663.00	22.22	15.25	0.10		
Vertedero de pared gruesa	1	21.70	651.00	21.82	15.54	0.11		
	2	5.50	165.00	7.42	61.30	0.83		
	3	4.80	144.00	7.31	70.24	1.02		CRITICO
	4	3.80	114.00	7.81	88.72	1.45		
	5	3.70	111.00	7.93	91.12	1.51		
	6	3.70	111.00	7.93	91.12	1.51		
	7	3.90	117.00	7.71	86.44	1.40		
	8	3.90	117.00	7.71	86.44	1.40		
	9	3.65	109.50	8.00	92.37	1.54		
	10	2.30	69.00	13.25	146.58	3.09		
A. Abajo	1	1.00	30.00	58.93	337.13	10.76	S U P E R C R I T I C O	
	2	1.50	45.00	27.25	224.76	5.86		
	3	1.70	51.00	21.75	198.31	4.86		
	4	2.00	60.00	16.48	168.57	3.81		
	5	2.20	66.00	14.17	153.24	3.30		
	6	2.30	69.00	13.25	146.58	3.09		

Como se puede apreciar en el cuadro, en la sección del vertedero, en el ítem 3 se presenta aproximadamente el tirante crítico, siendo de 4.80 cm, con una energía mínima de 7.31 cm, a partir de este punto se presentó el estado de régimen crítico.

A continuación graficaremos la curva E vs y, para verificar el proceso del flujo.

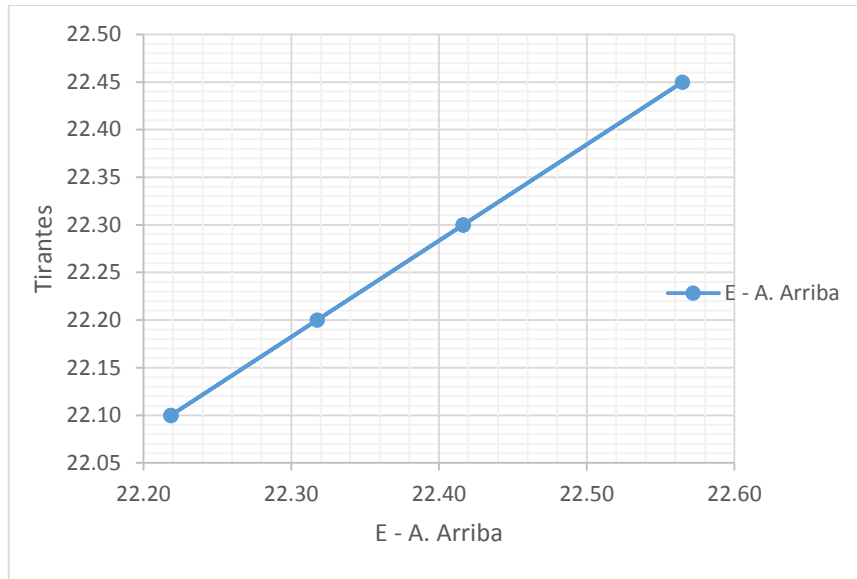
GRAFICA 5. 53: E vs y



De donde se puede obtener el tirante crítico, el cual es 4.88 cm, con una energía mínima de 7.31 cm.

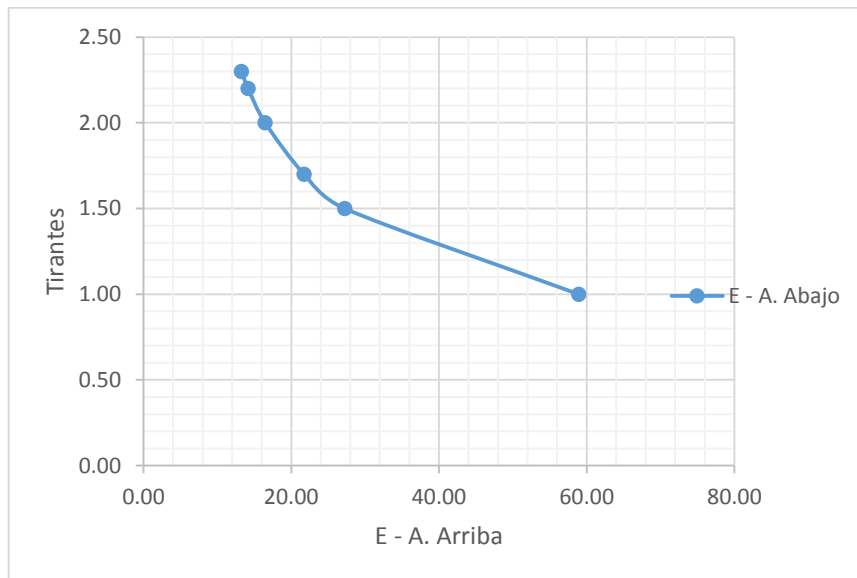
Como se puede observar, la energía aguas arriba actúa de forma creciente, debido al obstáculo que genera el vertedero, como puede apreciarse en el siguiente gráfico.

GRAFICA 5. 54: Energía aguas arriba



Del mismo modo analizamos la energía aguas abajo, donde la energía actúa va en aumento, pero sus tirantes van decreciendo.

GRAFICA 5. 55: Energía aguas abajo



Se puede deducir que la energía de acuerdo a los datos tomados, varía según como cambien los tirantes, es disminuye con respecto a su tirante, pero la energía va en aumento, produciéndose un régimen supercrítico.

- Caudal: 11465 cm³/s

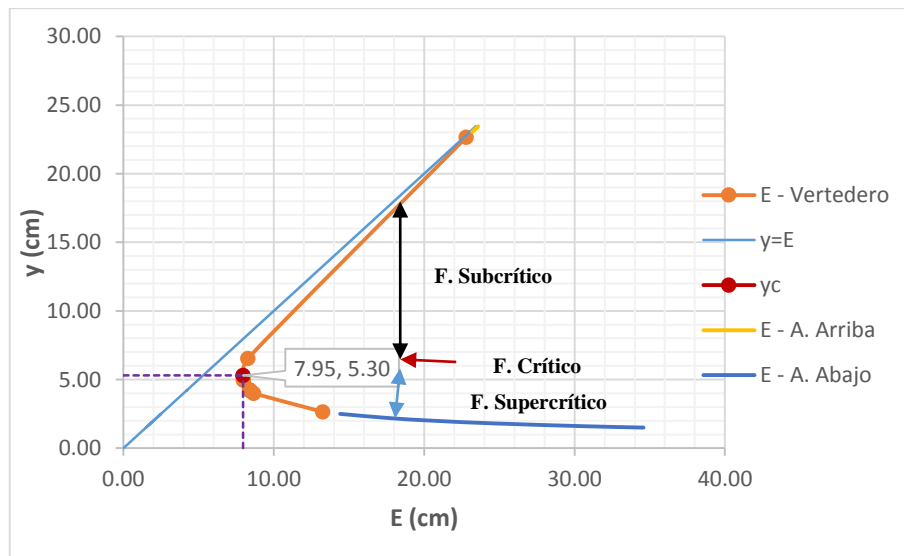
TABLA 5. 42: Resultados de Energía Especifica

	Item	Tirantes (cm)	Área (cm ²)	E (cm)	V (cm/s)	Froude	Tipo de Flujo	
A. Arriba	1	23.10	693.00	23.24	16.54	0.11	S U B C R I T I C O	
	2	23.15	694.50	23.29	16.51	0.11		
	3	23.30	699.00	23.44	16.40	0.11		
	4	23.45	703.50	23.59	16.30	0.11		
	5	23.25	697.50	23.39	16.44	0.11		
	6	23.05	691.50	23.19	16.58	0.11		
Vertedero de pared gruesa	1	22.65	679.50	22.80	16.87	0.11		
	2	6.55	196.50	8.29	58.35	0.73		
	3	5.25	157.50	7.95	72.79	1.01		CRITICO
	4	4.95	148.50	7.99	77.21	1.11		S U P E R C R I T I C O
	5	4.20	126.00	8.42	90.99	1.42		
	6	4.20	126.00	8.42	90.99	1.42		
	7	4.25	127.50	8.37	89.92	1.39		
	8	4.20	126.00	8.42	90.99	1.42		
	9	4.00	120.00	8.65	95.54	1.53		
	A. Abajo	10	2.65	79.50	13.25	144.21	2.83	
1		1.50	45.00	34.58	254.78	6.64		
2		1.60	48.00	30.68	238.85	6.03		
3		1.80	54.00	24.78	212.31	5.05		
4		2.00	60.00	20.61	191.08	4.31		
5		2.20	66.00	17.58	173.71	3.74		
6	2.50	75.00	14.41	152.87	0.00			

Se obtuvo un tirante crítico aproximado, de 5.25 cm, ubicado en el ítem 3, con una energía mínima de 7.95 cm.

A continuación graficaremos la curva E vs y, para verificar el proceso del flujo.

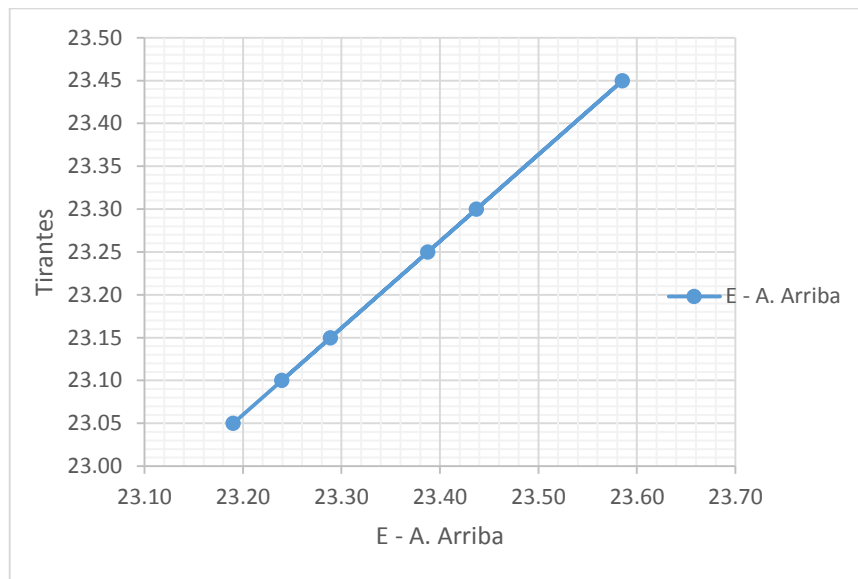
GRAFICA 5. 56: E vs y



De donde se puede obtener el tirante crítico, el cual es 5.30 cm, con una energía mínima de 7.95 cm.

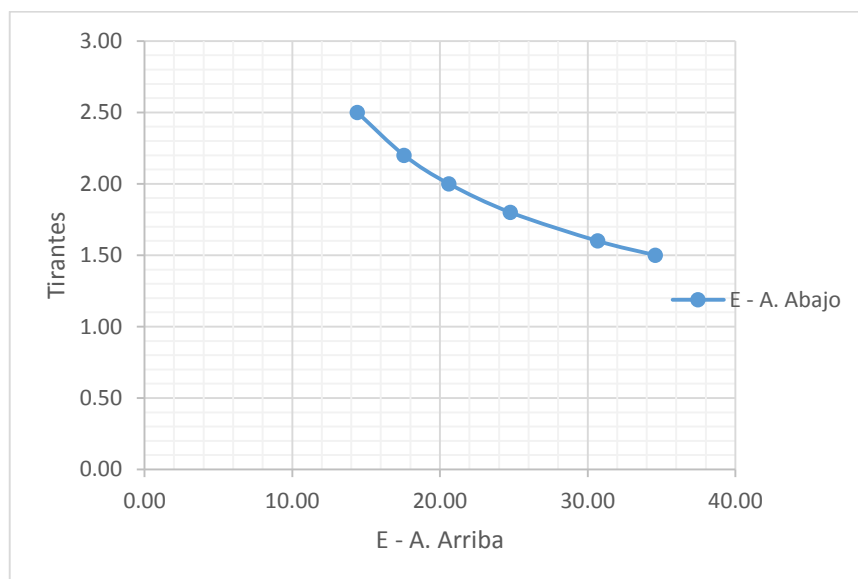
Como se puede observar, la energía aguas arriba actúa de forma creciente, donde su energía va aumentando antes de llegar al vertedero, como puede apreciarse en el siguiente gráfico.

GRAFICA 5. 57: Energía aguas arriba



Del mismo modo analizamos la energía aguas abajo, donde la energía actúa va en aumento, pero sus tirantes van decreciendo.

GRAFICA 5. 58: Energía aguas abajo



Se puede deducir que la energía es variable, de acuerdo como vayan disminuyendo sus tirantes.

- Caudal: 13460 cm³/s

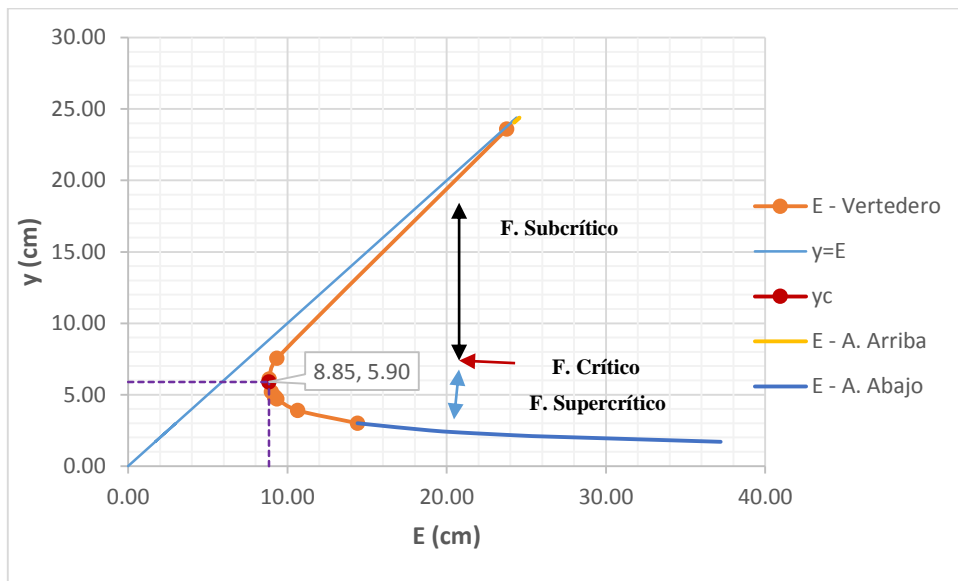
TABLA 5. 43: Resultados de Energía Especifica

	Item	Tirantes (cm)	Área (cm ²)	E (cm)	V (cm/s)	Froude	Tipo de Flujo
A. Arriba	1	24.10	723.00	24.28	18.62	0.12	SUBCRÍTICO
	2	24.20	726.00	24.38	18.54	0.12	
	3	24.30	729.00	24.47	18.46	0.12	
	4	24.40	732.00	24.57	18.39	0.12	
	5	24.30	729.00	24.47	18.46	0.12	
	6	24.05	721.50	24.23	18.66	0.12	
Vertedero de pared gruesa	1	23.60	708.00	23.78	19.01	0.12	CRÍTICO
	2	7.55	226.50	9.35	59.43	0.69	
	3	6.10	183.00	8.86	73.55	0.95	
	4	5.20	156.00	8.99	86.28	1.21	
	5	4.85	145.50	9.21	92.51	1.34	
	6	4.85	145.50	9.21	92.51	1.34	
	7	4.80	144.00	9.25	93.47	1.36	
	8	4.70	141.00	9.34	95.46	1.41	
	9	3.90	117.00	10.65	115.04	1.86	
	10	3.00	90.00	14.40	149.56	2.76	
A. Abajo	1	1.70	51.00	37.20	263.92	6.46	SUBCRÍTICO
	2	2.10	63.00	25.37	213.65	4.71	
	3	2.10	63.00	25.37	213.65	4.71	
	4	2.30	69.00	21.70	195.07	4.11	
	5	2.50	75.00	18.92	179.47	3.62	
	6	3.00	90.00	14.40	149.56	2.76	

Como se puede apreciar en el cuadro, en la sección del vertedero, se presentó el estado de régimen crítico, en los puntos 3 y 4, sobre el vertedero, teniendo una aproximación del $y_c=6.10$ cm y $E_{min}= 8.86$.

A continuación, graficaremos la curva E vs y, para verificar el proceso del flujo.

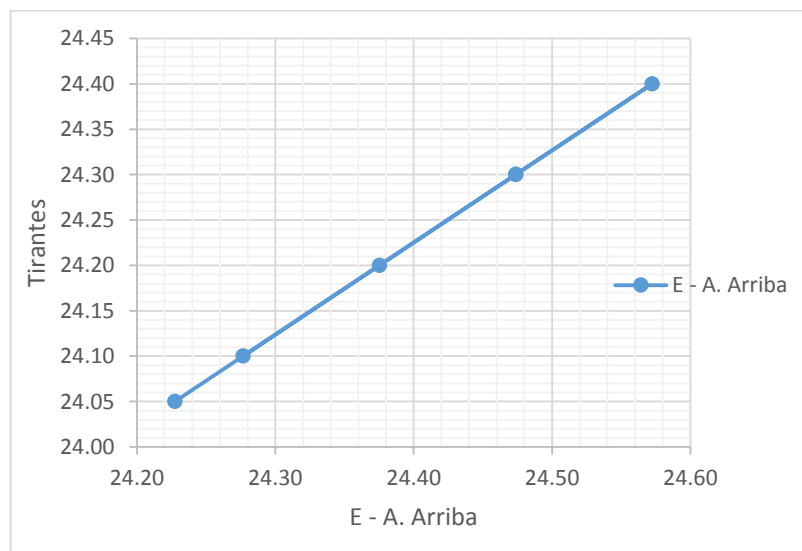
GRAFICA 5. 59: E vs y



De donde se puede obtener el tirante crítico, el cual es 5.90 cm, con una energía mínima de 8.85 cm.

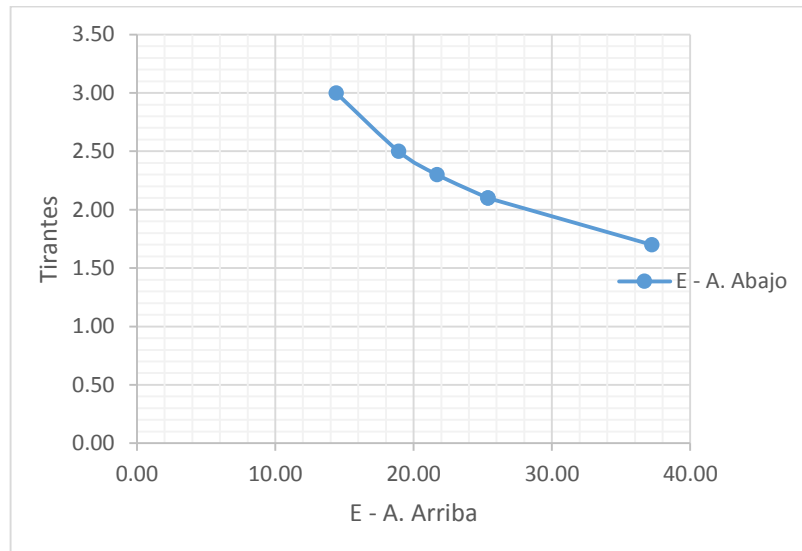
Como se puede observar, la energía aguas arriba actúa de forma creciente, debido al obstáculo que genera el vertedero, como puede apreciarse en el siguiente gráfico.

GRAFICA 5. 60: Energía aguas arriba



Del mismo modo analizamos la energía aguas abajo, donde la energía actúa va en aumento, pero sus tirantes van decreciendo.

GRAFICA 5. 61: Energía aguas abajo



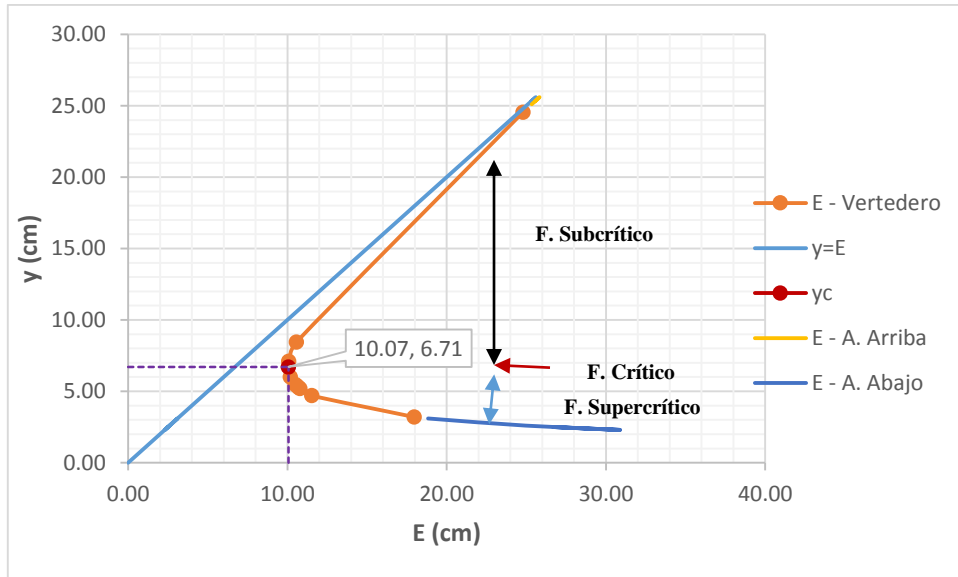
- Caudal: 16339 cm³/s

TABLA 5. 44: Resultados de Energía Especifica

	Item	Tirantes (cm)	Área (cm ²)	E (cm)	V (cm/s)	Froude	Tipo de Flujo
A. Arriba	1	25.30	759.00	25.54	21.53	0.14	SUBCRITICO
	2	25.30	759.00	25.54	21.53	0.14	
	3	25.50	765.00	25.73	21.36	0.14	
	4	25.60	768.00	25.83	21.27	0.13	
	5	25.40	762.00	25.63	21.44	0.14	
	6	25.10	753.00	25.34	21.70	0.14	
Vertedero de pared gruesa	1	24.55	736.50	24.80	22.18	0.14	CRITICO
	2	8.45	253.50	10.57	64.45	0.71	
	3	7.10	213.00	10.10	76.71	0.92	
	4	6.00	180.00	10.20	90.77	1.18	SUPERCRITICO
	5	5.50	165.00	10.50	99.02	1.35	
	6	5.40	162.00	10.58	100.86	1.39	
	7	5.30	159.00	10.68	102.76	1.43	
	8	5.20	156.00	10.79	104.74	1.47	
	9	4.70	141.00	11.54	115.88	1.71	
	A. Abajo	10	3.20	96.00	17.96	170.20	3.04
1		2.30	69.00	30.88	236.80	4.99	
2		2.50	75.00	26.69	217.85	4.40	
3		2.30	69.00	30.88	236.80	4.99	
4		2.30	69.00	30.88	236.80	4.99	
5		2.60	78.00	24.96	209.47	4.15	
6	3.10	93.00	18.83	175.69	3.19		

Como se puede apreciar en el cuadro, en la sección del vertedero, se presentó el estado de régimen crítico, en los puntos 3 y 4, sobre el vertedero, teniendo una aproximación del $y_c=7.10$ cm y $E_{min}= 10.10$ cm. Graficaremos la curva E vs y, para verificar el proceso del flujo.

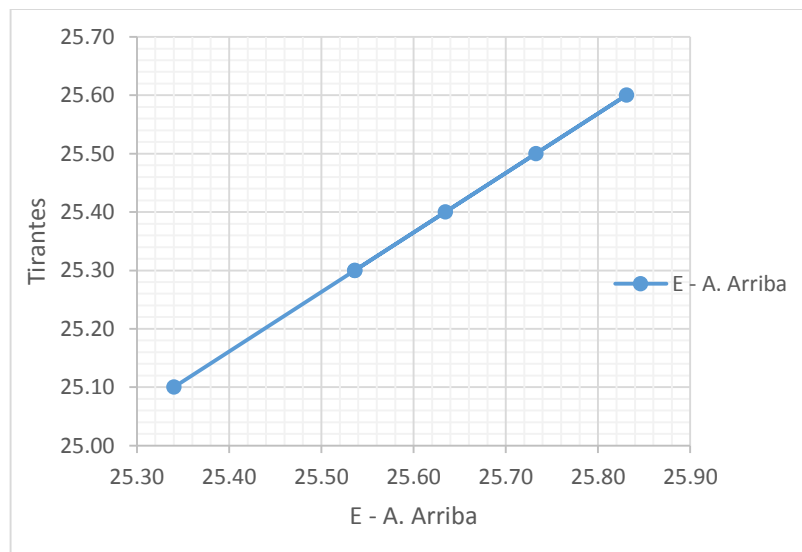
GRAFICA 5. 62: E vs y



De donde se puede obtener el tirante crítico, el cual es 6.71 cm, con una energía mínima de 10.07 cm.

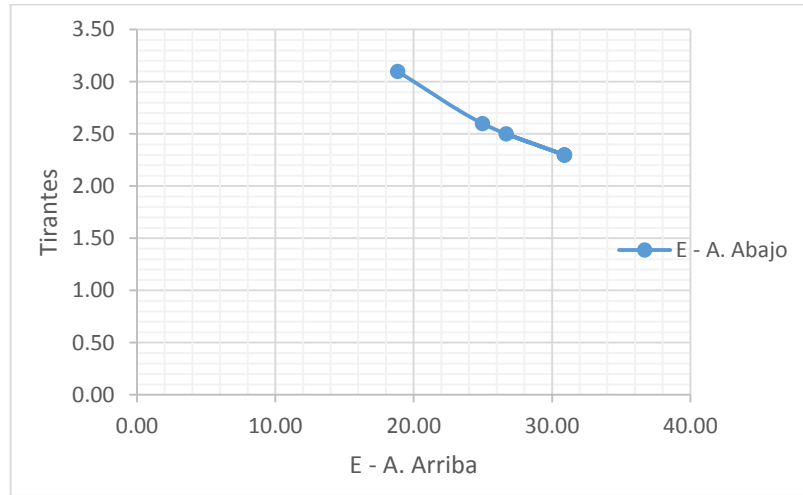
Como se puede observar, la energía aguas arriba actúa de forma creciente, debido al obstáculo que genera el vertedero, como puede apreciarse en el siguiente gráfico.

GRAFICA 5. 63: Energía aguas arriba



Del mismo modo analizamos la energía aguas abajo, donde la energía actúa va en aumento, pero sus tirantes van decreciendo.

GRAFICA 5. 64: Energía aguas abajo



- Caudal: 18552 cm³/s

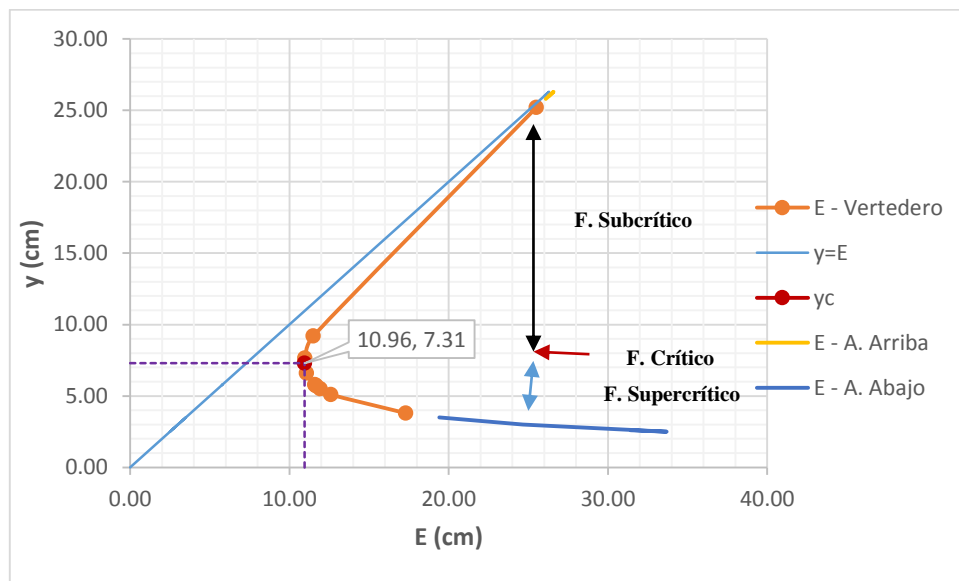
TABLA 5. 45: Resultados de Energía Especifica

	Item	Tirantes (cm)	Área (cm ²)	E (cm)	V (cm/s)	Froude	Tipo de Flujo
A. Arriba	1	26.00	780.00	26.29	23.78	0.15	SUBCRITICO
	2	26.05	781.50	26.34	23.74	0.15	
	3	26.20	786.00	26.48	23.60	0.15	
	4	26.30	789.00	26.58	23.51	0.15	
	5	26.05	781.50	26.34	23.74	0.15	
	6	25.80	774.00	26.09	23.97	0.15	
Vertedero de pared gruesa	1	25.20	756.00	25.51	24.54	0.16	SUBCRITICO
	2	9.20	276.00	11.50	67.22	0.71	
	3	7.65	229.50	10.98	80.84	0.93	
	4	6.60	198.00	11.07	93.70	1.16	
	5	5.75	172.50	11.65	107.55	1.43	
	6	5.80	174.00	11.59	106.62	1.41	
	7	5.70	171.00	11.70	108.49	1.45	
	8	5.50	165.00	11.94	112.44	1.53	
	9	5.10	153.00	12.59	121.25	1.71	
	10	3.80	114.00	17.30	162.74	2.67	
A. Abajo	1	2.60	78.00	31.43	237.85	4.71	SUBCRITICO
	2	2.50	75.00	33.69	247.36	4.99	
	3	2.50	75.00	33.69	247.36	4.99	
	4	3.00	90.00	24.66	206.13	3.80	
	5	3.00	90.00	24.66	206.13	3.80	
	6	3.50	105.00	19.41	176.69	3.02	

Como se puede apreciar en el cuadro, en la sección del vertedero, se presentó el estado de régimen crítico, en los puntos 3 y 4, sobre el vertedero, teniendo una aproximación del $y_c=7.65$ cm y $E_{min}= 10.98$ cm.

Se graficó la curva E vs y, para verificar el proceso del flujo.

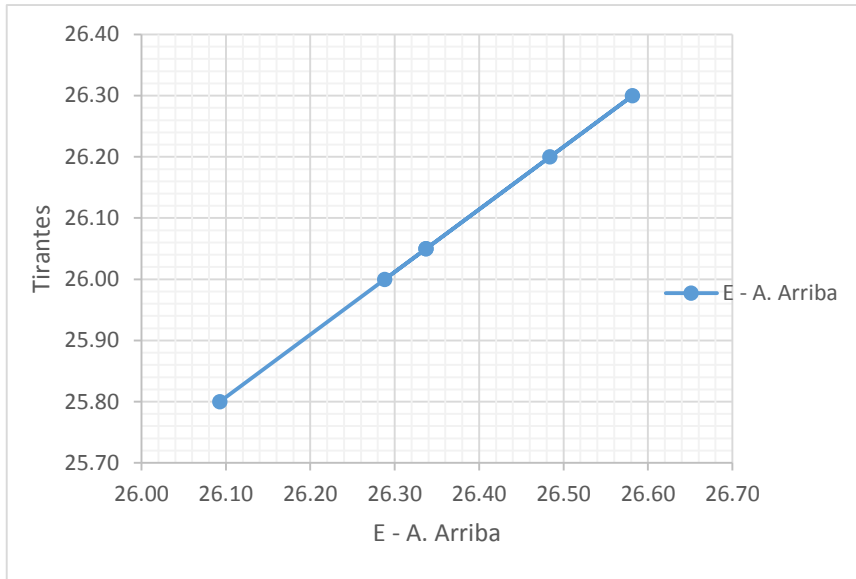
GRAFICA 5. 65: E vs y



De donde se puede obtener el tirante crítico, el cual es 7.31 cm, con una energía mínima de 10.96 cm.

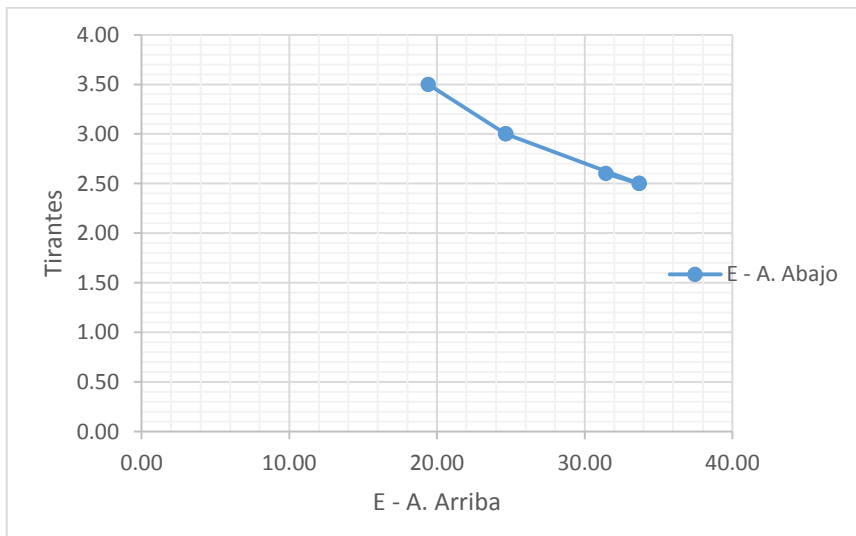
Como se puede observar, la energía aguas arriba actúa de forma creciente, debido al obstáculo que genera el vertedero, como puede apreciarse en el siguiente gráfico.

GRAFICA 5. 66: Energía aguas arriba



Del mismo modo analizamos la energía aguas abajo, donde la energía actúa va en aumento, pero sus tirantes van decreciendo.

GRAFICA 5. 67: Energía aguas abajo



- Caudal: 22662 cm³/s

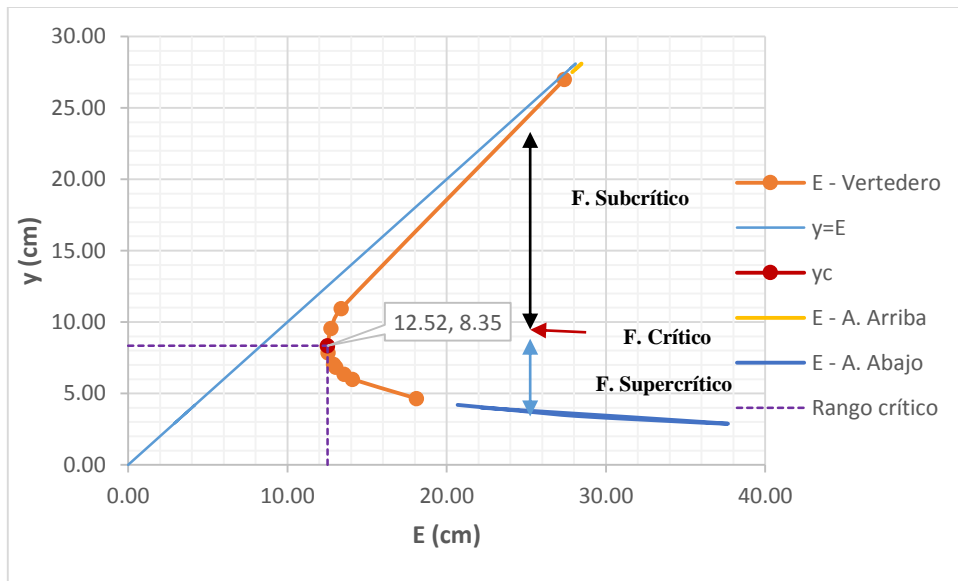
TABLA 5. 46: Resultados de Energía Especifica

	Item	Tirantes (cm)	Área (cm ²)	E (cm)	V (cm/s)	Froude	Tipo de Flujo
A. Arriba	1	27.75	832.50	28.13	27.22	0.16	S U B C R I T I C O
	2	27.90	837.00	28.27	27.08	0.16	
	3	28.10	843.00	28.47	26.88	0.16	
	4	28.10	843.00	28.47	26.88	0.16	
	5	27.70	831.00	28.08	27.27	0.17	
	6	27.50	825.00	27.88	27.47	0.17	
Vertedero de pared gruesa	1	27.00	810.00	27.40	27.98	0.17	S U P E R C R I T I C O
	2	10.95	328.50	13.38	68.99	0.67	
	3	9.55	286.50	12.74	79.10	0.82	
	4	8.30	249.00	12.52	91.01	1.01	
	5	7.85	235.50	12.57	96.23	1.10	
	6	7.05	211.50	12.90	107.15	1.29	
	7	6.85	205.50	13.05	110.28	1.35	
	8	6.35	190.50	13.56	118.96	1.51	
	9	6.00	180.00	14.08	125.90	1.64	
	10	4.65	139.50	18.10	162.45	2.41	
A. Abajo	1	4.00	120.00	22.18	188.85	3.01	S U P E R C R I T I C O
	2	2.90	87.00	37.48	260.48	4.88	
	3	3.30	99.00	30.01	228.91	4.02	
	4	3.50	105.00	27.24	215.83	3.68	
	5	3.50	105.00	27.24	215.83	3.68	
	6	4.20	126.00	20.69	179.86	2.80	

Como se puede apreciar en el cuadro, en la sección del vertedero, se presentó el estado de régimen crítico, en el punto 4, sobre el vertedero, teniendo una aproximación del $y_c=8.30$ cm y $E_{min}= 12.52$ cm.

A continuación, graficaremos la curva E vs y, para verificar el proceso del flujo.

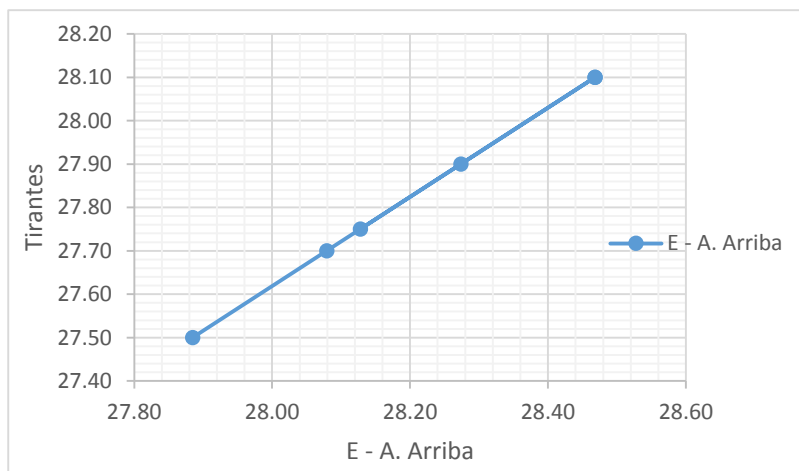
GRAFICA 5. 68: E vs y



De donde se puede obtener el tirante crítico, el cual es 8.35 cm, con una energía mínima de 12.52 cm.

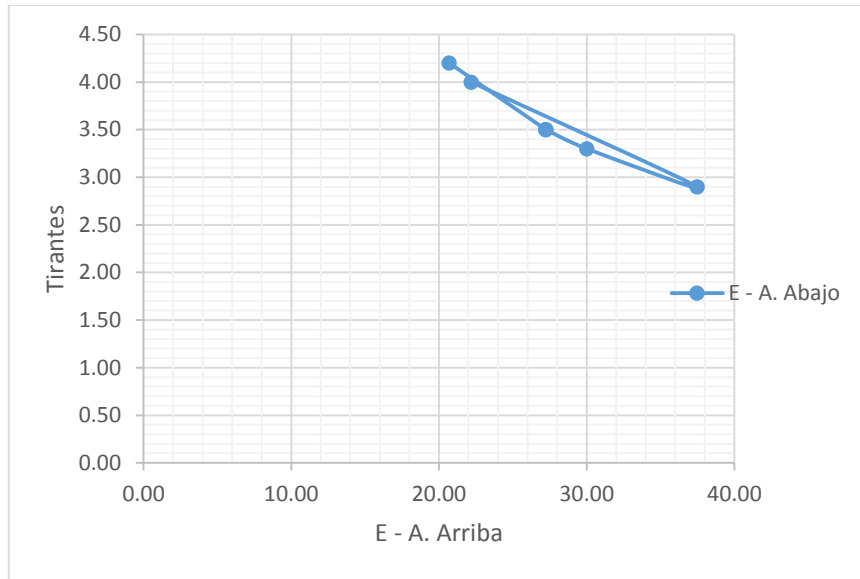
Como se puede observar, la energía aguas arriba actúa de forma creciente, debido al obstáculo que genera el vertedero, como puede apreciarse en el siguiente gráfico.

GRAFICA 5. 69: Energía aguas arriba



Del mismo modo analizamos la energía aguas abajo, donde la energía actúa va en aumento, pero sus tirantes van decreciendo.

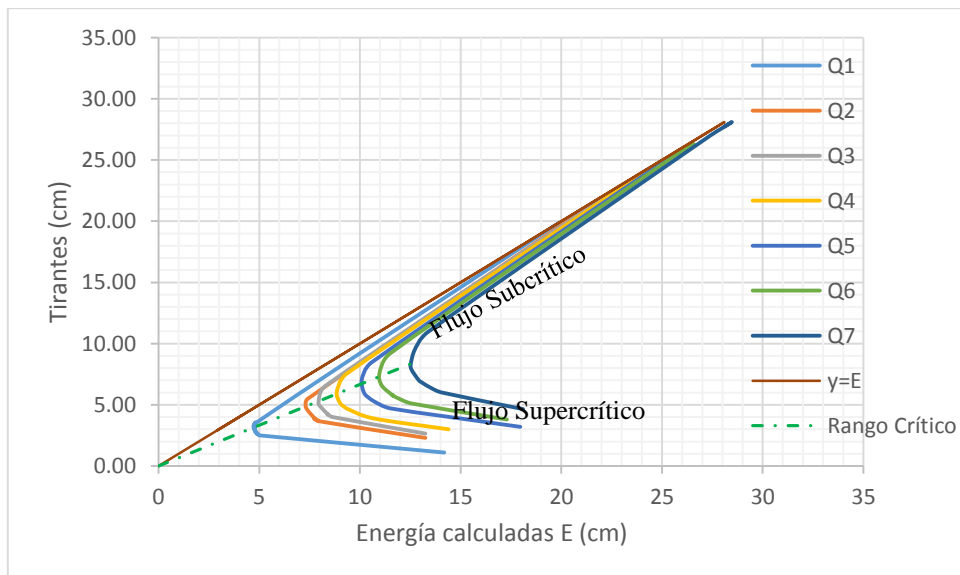
GRAFICA 5. 70: Energía aguas abajo



En los últimos datos aguas abajo se presenta un decremento de energía, debido a que el tirante aumenta.

Se realizó una comparación, del incremento de la energía de acuerdo al aumento de caudal, para lo cual mostramos la siguiente grafica

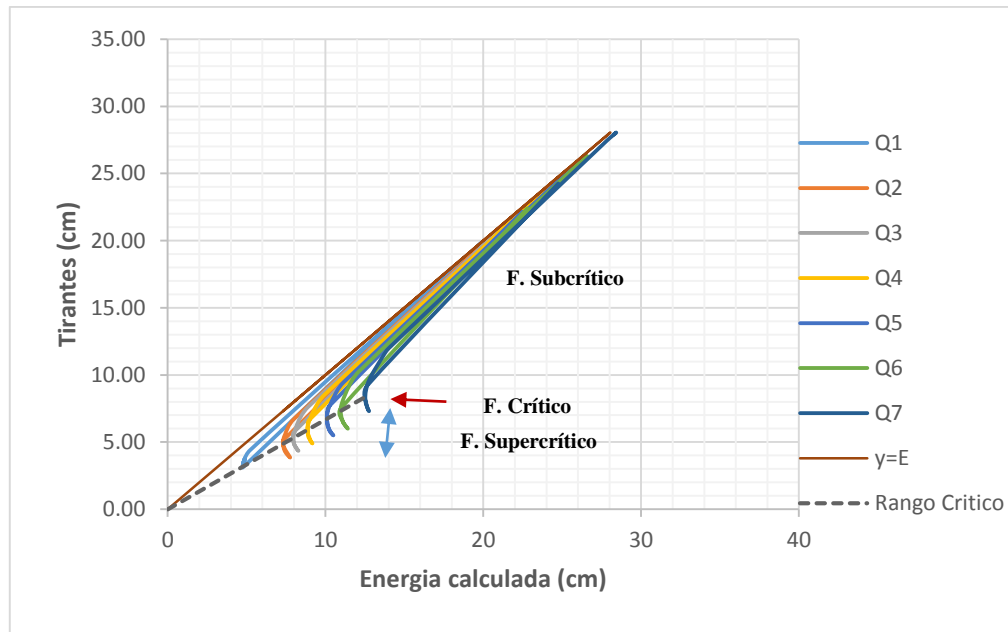
GRAFICA 5. 71: Comparación de E vs y



Del rango crítico hacia arriba encontramos un rango de régimen subcrítico, y hacia abajo encontramos un rango supercrítico.

De la misma manera que se analizó para un flujo de descarga libre, se realizó el mismo procedimiento para un flujo sumergido, generándose el siguiente cuadro comparativo de acuerdo a los caudales ya medidos y presentados anteriormente:

GRAFICA 5. 72: Comparación de E vs y, flujo sumergido



Como se trabajaron con los mismos caudales, el tirante crítico y energía mínima, tiende a ser iguales a los calculados anteriormente.

Como se trata de un flujo sumergido, tanto aguas arriba como abajo presentan un régimen de flujo subcrítico, y sobre el vertedero se presenta características de régimen supercrítico.

5.4. ANALISIS DE TIPOS DE FLUJO – FLUJO GRADUALMENTE VARIADO.

Para el análisis del flujo gradualmente, se ha usado como equipo para la formación del perfil de tal fenómeno, el **vertedero de cresta ancha tipo Crump**, para lo cual se hará una calibración de las ecuaciones para que se puedan determinar los caudales de forma más exacta.

5.4.1. Vertedero tipo Crump

5.4.1.1. Calibración del vertedero y determinación de la ecuación del caudal real.

Se genera una ecuación respecto a las características iniciales con las que cuenta el vertedero, para lo cual se sigue usando la forma de la ecuación general, para el análisis de dichos datos:

$$Q = Kh^n$$

Ec. General

Se consideró el valor de **h**, tomado a unos 15 cm aguas arriba del vertedero, así como se muestra en la figura 2.10, para lo cual se tiene que determinar los valores de **n** y **K**.

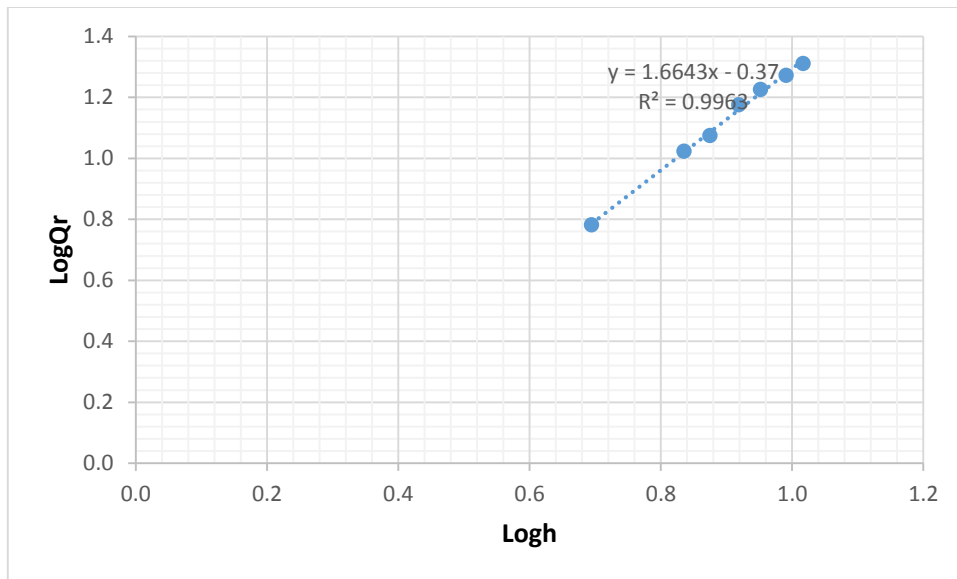
Por lo que se determinó logaritmos a las alturas de carga tomadas, así como a los caudales experimentales, para dicho trabajo se trabajaron con las unidades en litros por segundo y en centímetros.

A continuación, se mostrarán un cuadro y una gráfica, la cuales determinarán una línea tendencia, para la determinación de los coeficientes antes mencionados.

TABLA 5. 47: Logaritmos de h y Qr

h (cm)	Q obs(lt/s)	logh	logQ
4.95	6.053	0.69461	0.78197
6.85	10.566	0.83569	1.02391
7.50	11.901	0.87506	1.07558
8.30	15.006	0.91908	1.17626
8.95	16.857	0.95182	1.22678
9.80	18.740	0.99123	1.27277
10.40	20.510	1.01703	1.31197

GRAFICA 5. 73: logh vs logQr



De acuerdo a la ecuación generada por la recta, sustituimos los valores:

$$\text{Log Q} = 1.6643 \text{ Log h} - 0.37$$

A partir de esto, deducimos: $n = 1.6643$ y $K = \log^{-1} (-0.37) = 0.4266$

Sustituyendo valores en la ecuación general se obtiene la ecuación generada específica para este vertedero de pared gruesa.

$$Q_{\text{generado}} = 0.4266 h^{1.6643}$$

Donde:

$Q_{\text{generado}} = \text{lt/s}$

$h = \text{cm}$

TABLA 5. 48: Comparación de caudales reales y generados con ecuación calibrada

h (cm)	Q real (lt/s)	Q generado (lt/s)	Error (%)
4.95	6.053	6.110	-0.939
6.85	10.566	10.492	0.705
7.50	11.901	12.200	-2.513
8.30	15.006	14.442	3.760
8.95	16.857	16.373	2.873
9.80	18.740	19.041	-1.608
10.40	20.510	21.021	-2.490

Comparación de los resultados obtenidos experimentalmente con los de forma teórica

Primero haremos una comparación con la fórmula presentada por el manual del canal de pendiente variable, las unidades se trabajaron en lt/s y cm.

$$Q = b \cdot Cd \cdot Cv \cdot h^{3/2} \cdot \sqrt{g}$$

Siendo Cd=0.633

$$Q = b \cdot Cv \cdot h^{3/2} \cdot 0.01983 \left(\frac{lt}{s}\right)$$

Dónde: b es el ancho del vertedero 30 cm y Cv, está dada por la siguiente tabla,

TABLA 5. 49: Valores de Cv

hp/h	Cd*(h/(h+p))					
	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6
0.2	1	1.03	1.08	1.17	1.35	
0.24	1	1.02	1.08	1.17	1.35	
0.3	0.98	1.01	1.05	1.13	1.32	
0.4	0.95	0.98	1.02	1.09	1.27	
0.5	0.92	0.94	0.98	1.07	1.2	
0.6	0.88	0.9	0.93	0.99	1.13	1.4
0.7	0.82	0.83	0.87	0.92	1.03	1.35
0.8	0.71	0.73	0.76	0.82	0.91	1.2
0.9	0.55	0.58	0.6	0.65	0.7	0.9
0.95	0.4	0.42	0.45	0.46	0.52	0.65

Siendo: h la carga al inicio del vertedero, hp, la altura de carga en la cresta del vertedero (punto 6 sobre el vertedero), p es la altura del umbral del vertedero (11.30 cm).

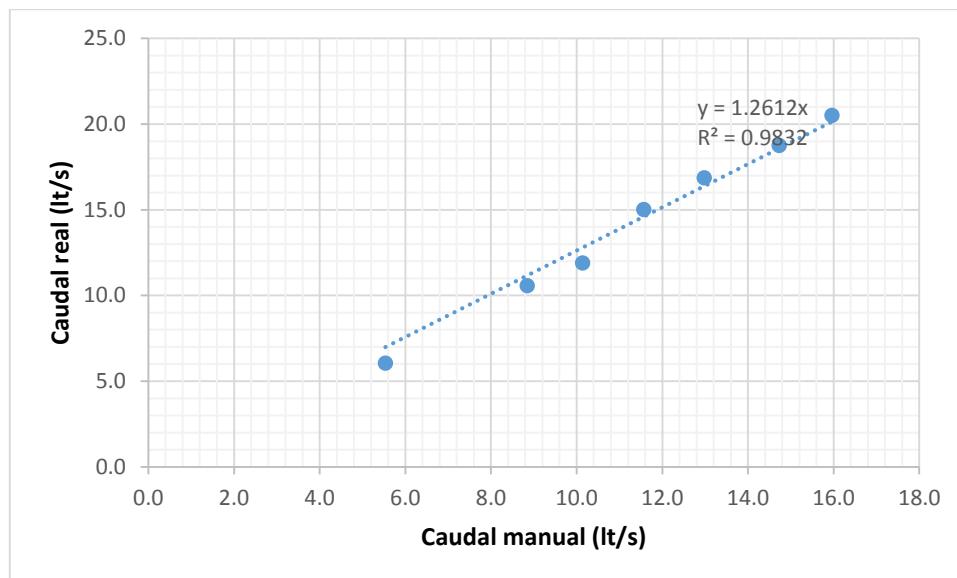
A continuación, se muestran los resultados para esta fórmula:

TABLA 5. 50: Caudal teórico manual y comparación con el caudal real

h (cm)	hp/h	Cd*(h/h+p)	Cv	Q manual(lt/s)	Q obs(lt/s)	Error (%)
4.95	0.68	0.19	0.8454	5.538	6.053	8.5093
6.85	0.72	0.24	0.8296	8.847	10.566	16.2708
7.50	0.72	0.25	0.8300	10.140	11.901	14.7987
8.30	0.74	0.27	0.8135	11.570	15.006	22.8996
8.95	0.74	0.28	0.8154	12.986	16.857	22.9665
9.80	0.76	0.29	0.8073	14.731	18.740	21.3907
10.40	0.76	0.30	0.8002	15.963	20.510	22.1674

Se genera una gráfica de corrección lineal para la fórmula del manual:

GRAFICA 5. 74: Correlación entre caudal manual y caudal real



Obtenemos un factor de corrección para dicha fórmula de F.C=1.2612, generando una nueva expresión:

$$Q = (1.2612) \cdot b \cdot C_v \cdot h^{\frac{3}{2}} \cdot 0.01983 \left(\frac{lt}{s} \right)$$

TABLA 5. 51: Caudales corregidos

Q obs (lt/s)	Q manual (lt/s)	Q corregido (lt/s)	Error (%)
6.053	5.538	6.984	-15.3881
10.566	8.847	11.158	-5.5993
11.901	10.140	12.788	-7.4558
15.006	11.570	14.592	2.7610
16.857	12.986	16.377	2.8454
18.740	14.731	18.579	0.8580
20.510	15.963	20.133	1.8375

Ahora verificáremos con la fórmula que nos presenta la teoría, para lo cual cambiaremos las variables, por $B=b$ y $H_1=h$.

$$Q = 0.63 * b * h^{3/2} \sqrt{g}$$

$$Q = 0.00063 * b * h^{\frac{3}{2}} \sqrt{g} \left(\frac{lt}{s} \right)$$

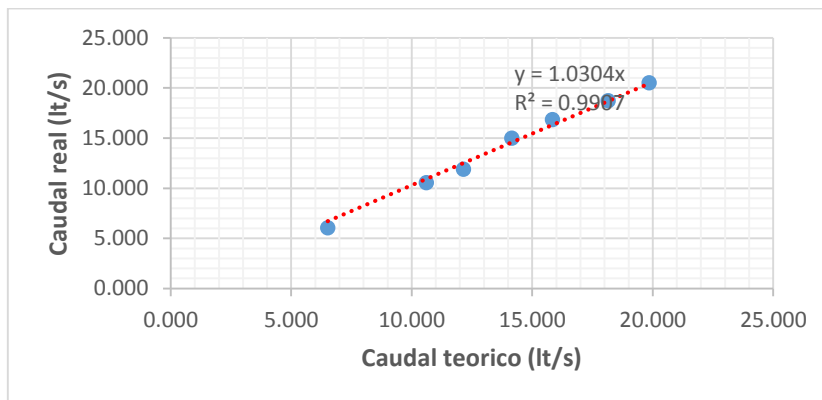
Siendo: h la carga medida a 15 cm del vertedero; b, ancho de la cresta del vertedor (30 cm).

A continuación, se muestran los resultados para esta fórmula:

TABLA 5. 52: Caudal teórico manual y comparación con el caudal real

h (cm)	Q teórico (lt/s)	Q obs (lt/s)	Error (%)
4.95	6.519	6.053	-7.7044
6.85	10.613	10.566	-0.4434
7.50	12.159	11.901	-2.1656
8.30	14.155	15.006	5.6703
8.95	15.850	16.857	5.9734
9.80	18.161	18.740	3.0906
10.40	19.854	20.510	3.1988

GRAFICA 5. 75: Curva de calibración



Obtenemos un factor de corrección para dicha fórmula de F.C=1.0304, generando una nueva expresión:

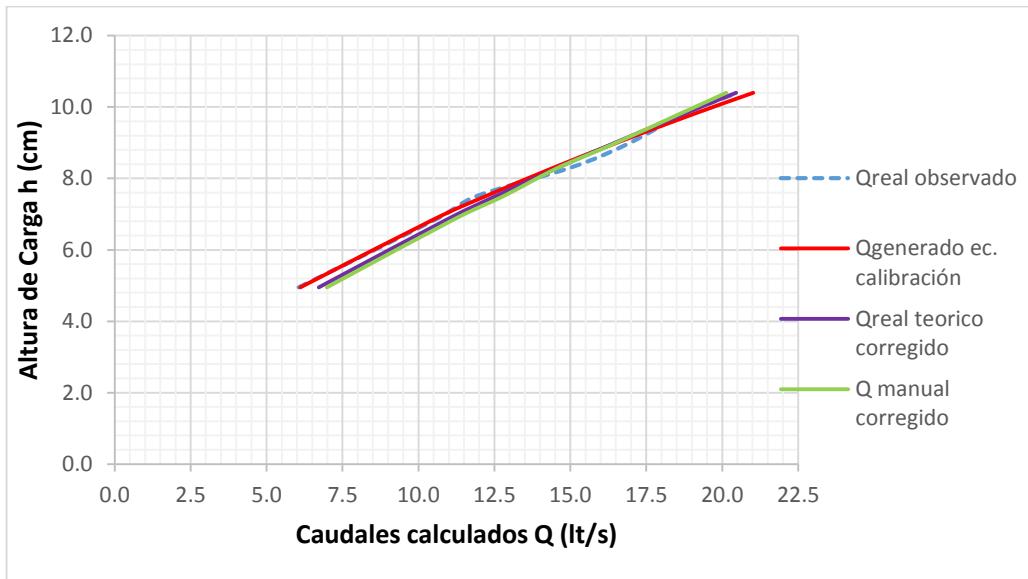
$$Q = (1.0304) \cdot 0.00063 * b * h^{3/2} \cdot \sqrt{g} \quad \left(\frac{lt}{s}\right)$$

TABLA 5. 53: Caudales corregidos

Q obs (lt/s)	Q teórico (lt/s)	Q corregido (lt/s)	Error (%)
6.053	6.519	6.718	-10.9786
10.566	10.613	10.935	-3.4969
11.901	12.159	12.528	-5.2714
15.006	14.155	14.585	2.8027
16.857	15.850	16.332	3.1150
18.740	18.161	18.713	0.1446
20.510	19.854	20.457	0.2561

A continuación, se presentará una gráfica comparativa de todos los caudales procesados:

GRAFICA 5. 76: Comparación de Caudales calculados



5.4.1.2. Análisis de Flujo gradualmente variado

Para el análisis de flujo gradualmente variado, se analizaron las condiciones normales para cada caudal, en la cual en el canal se tomó la medida promedio del tirante normal para cada caudal y pendiente, y se determinó el tirante crítico, para cada uno de ellos, lo cual se representaron a través de un esquema donde se visualiza el perfil para cada medición.

Por lo que se determinó gráficamente el tipo de perfil de flujo para cada medición.

Además, realizó una comparación con tres métodos teóricos, con el fin de hacer una comparación y verificar cuanto error existe con la parte teórica y la real, los métodos que se usaron para la determinación de dichos perfiles fueron los siguientes:

- Método de Integración gráfica.
- Método tramo a tramo o tramos fijos.
- Método de Bakhmeteff o de integración directa.

Para lo cual, se hizo un análisis manual de los datos y se comparó usando el programa Hcanales, dando resultados de cálculos similares, por lo cual los cálculos se realizaron usando el software antes mencionados.

Los cálculos realizados se presentarán en el Anexo N° 02, donde se muestran cada uno de los cálculos para cada método.

A continuación, se colocarán los resultados de acuerdo a las pendientes tomadas y a los caudales observados, en donde se calcularon los tirantes críticos para cada caudal:

TABLA 5. 54: Tirante normal y critico

Ítem	Caudal (lt/s)	Tirante critico yc (cm)	P: 0.5%	P: 1.0 %	P: 1.5 %
			Tirante normal yn (cm)	Tirante normal yn (cm)	Tirante normal yn (cm)
1	6.053	2.75	3.14	2.37	2.10
2	10.566	3.98	3.38	2.85	2.58
3	11.901	4.31	3.90	3.33	2.96
4	15.006	5.03	5.40	4.16	3.26
5	16.857	5.44	5.51	4.32	3.65
6	18.740	5.84	5.84	4.57	4.02
7	20.510	6.20	6.58	5.35	4.56

De acuerdo a los datos anteriores, determinamos los tipos de perfiles de flujo para cada dato tomado, generándose la siguiente tabla:

TABLA 5. 55: Tipos de perfiles de flujo

Pendiente asignada	Item	Tipo de pendiente	Designación	Relación y con y_n y y_c	Tipo general de Curva	Tipo de flujo
0.50%	1	Suave	Z1 - M1	$y > y_n > y_c$	Remanso	Subcritico
	2	Empinada	Z1 - S1	$y > y_c > y_n$	Remanso	Subcritico
	3	Empinada	Z1 - S1	$y > y_c > y_n$	Remanso	Subcritico
	4	Suave	Z1 - M1	$y > y_n > y_c$	Remanso	Subcritico
	5	Suave	Z1 - M1	$y > y_n > y_c$	Remanso	Subcritico
	6	Crítica	Z1 - C1	$y > y_n = y_c$	Remanso	Subcritico
	7	Suave	Z1 - M1	$y > y_n > y_c$	Remanso	Subcritico
1.00%	1	Empinada	Z1 - S1	$y > y_c > y_n$	Remanso	Subcritico
	2	Empinada	Z1 - S1	$y > y_c > y_n$	Remanso	Subcritico
	3	Empinada	Z1 - S1	$y > y_c > y_n$	Remanso	Subcritico
	4	Empinada	Z1 - S1	$y > y_c > y_n$	Remanso	Subcritico
	5	Empinada	Z1 - S1	$y > y_c > y_n$	Remanso	Subcritico
	6	Empinada	Z1 - S1	$y > y_c > y_n$	Remanso	Subcritico
	7	Empinada	Z1 - S1	$y > y_c > y_n$	Remanso	Subcritico
1.50%	1	Empinada	Z1 - S1	$y > y_c > y_n$	Remanso	Subcritico
	2	Empinada	Z1 - S1	$y > y_c > y_n$	Remanso	Subcritico
	3	Empinada	Z1 - S1	$y > y_c > y_n$	Remanso	Subcritico
	4	Empinada	Z1 - S1	$y > y_c > y_n$	Remanso	Subcritico
	5	Empinada	Z1 - S1	$y > y_c > y_n$	Remanso	Subcritico
	6	Empinada	Z1 - S1	$y > y_c > y_n$	Remanso	Subcritico
	7	Empinada	Z1 - S1	$y > y_c > y_n$	Remanso	Subcritico

Como se puede apreciar en el cuadro, para una pendiente del 0.5%, se encuentra en una zona 1, con un perfil M1 a S1, y pudo apreciarse que en el ítem 6 se presentó un perfil tipo C1.

Para las pendientes 1.0 % y 1.5%, se presentaron perfiles del tipo S1, además que la pendiente se clasifica como supercrítica o empinada.

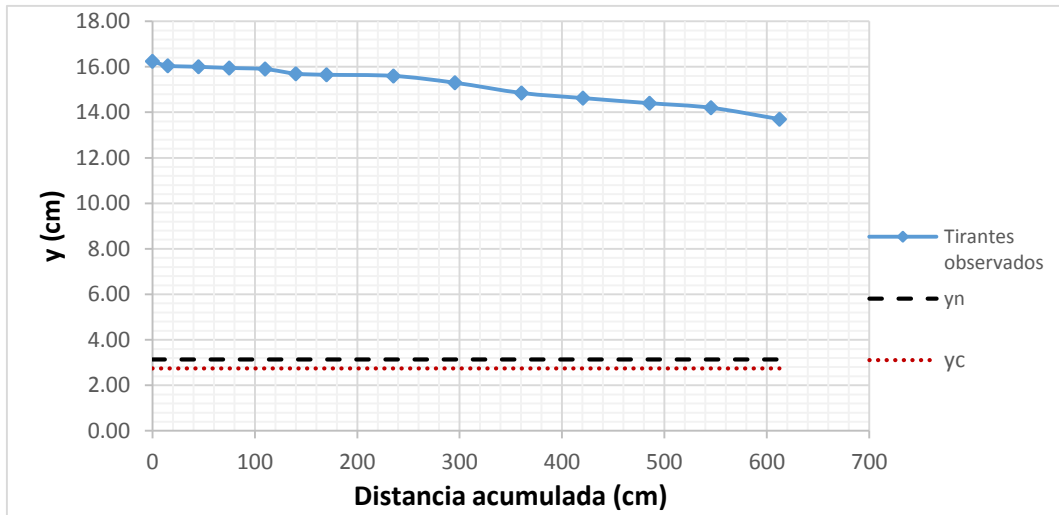
Como se nota todos los perfiles tienen un tipo de curva general de Remanso, y su clasificación en el flujo es de subcritico.

En la sección más alta del vertedero se generó un perfil **M2**, y en la caída se produce un perfil **S2**, ya que la relación se presenta de la siguiente manera: $y_c > y > y_n$, produciéndose un flujo supercrítico.

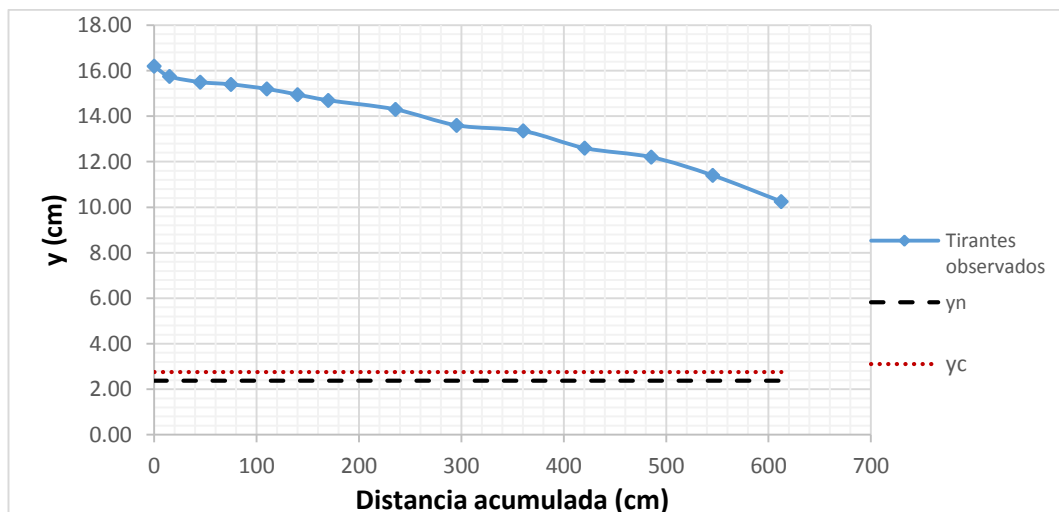
Para una mejor visualización, se presentan los siguientes gráficos para los caudales ensayados:

- **Q = 6.053 lt/s**

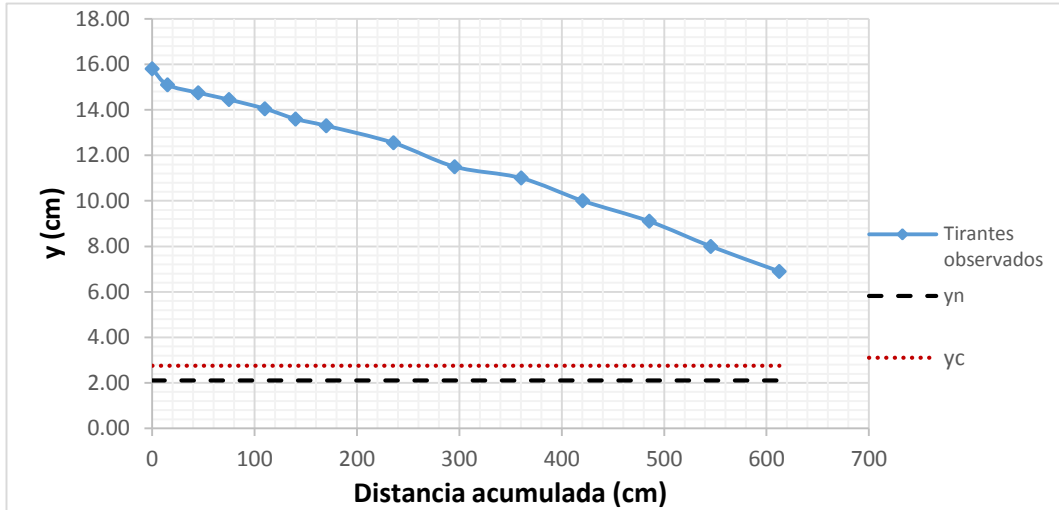
GRAFICA 5. 77: Q: 6.053 lt/s, pendiente 0.5 % perfil M1



GRAFICA 5. 78: Q: 6.053 lt/s, pendiente 1.0 % perfil S1

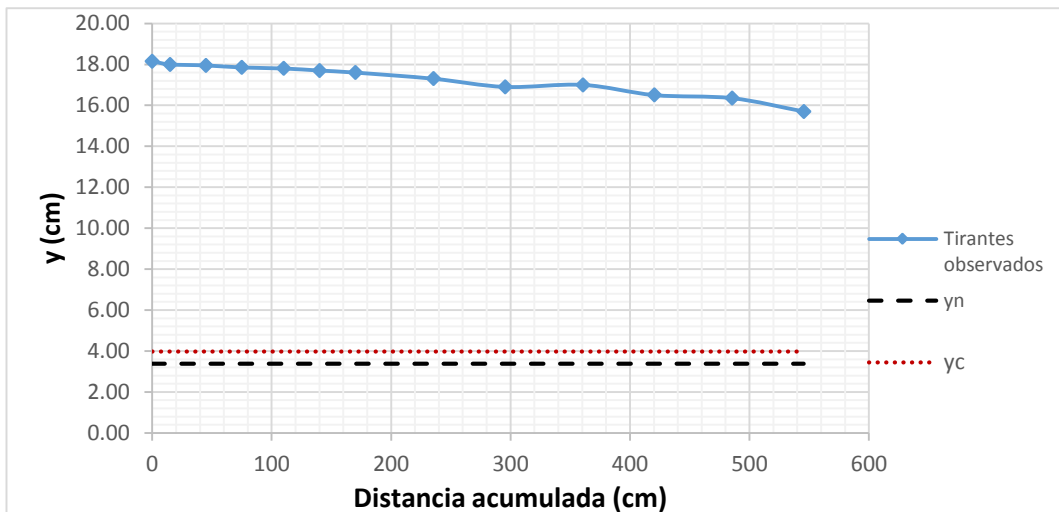


GRAFICA 5. 79: Q: 6.053 lt/s, pendiente 1.5 % perfil S1

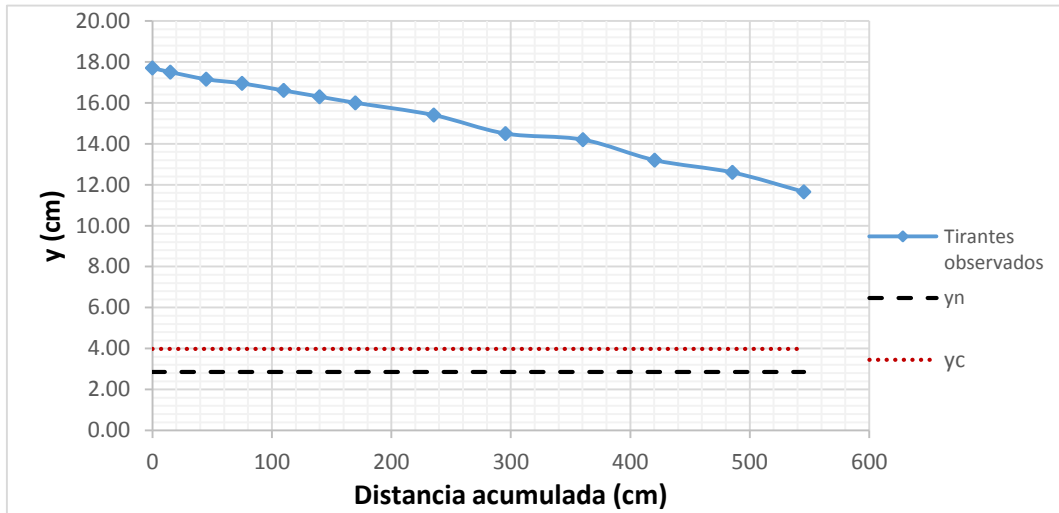


- **Q = 10.566 lt/s**

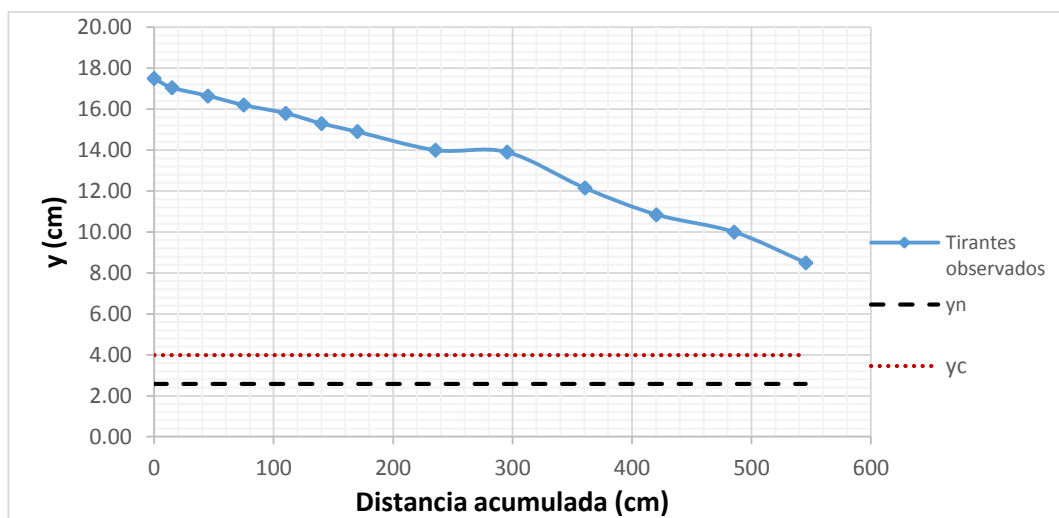
GRAFICA 5. 80: Q= 10.566 lt/s, pendiente 0.5 % perfil S1



GRAFICA 5. 81: Q= 10.566 lt/s, pendiente 1.0 % perfil S1

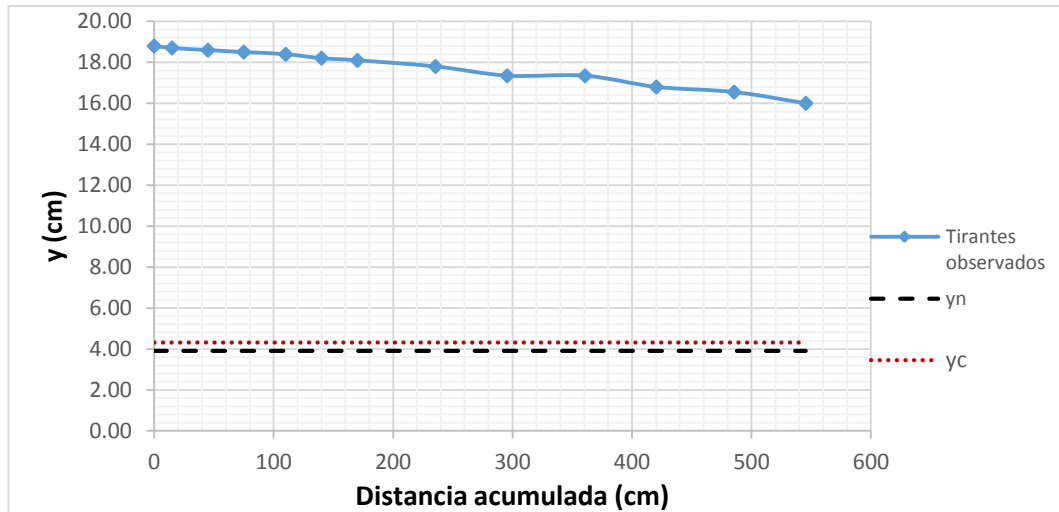


GRAFICA 5. 82: Q= 10.566 lt/s, pendiente 1.5 % perfil S1

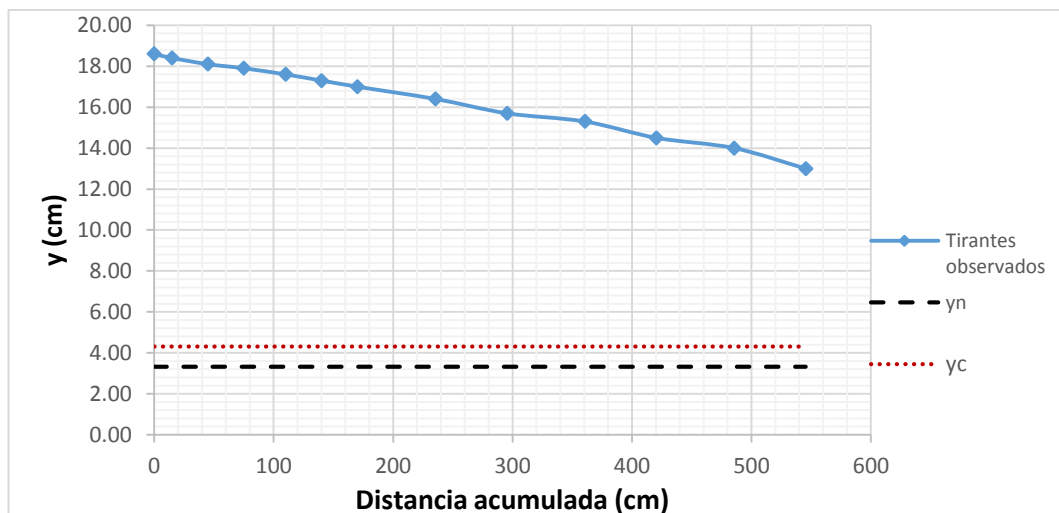


- $Q = 11.901 \text{ lt/s}$

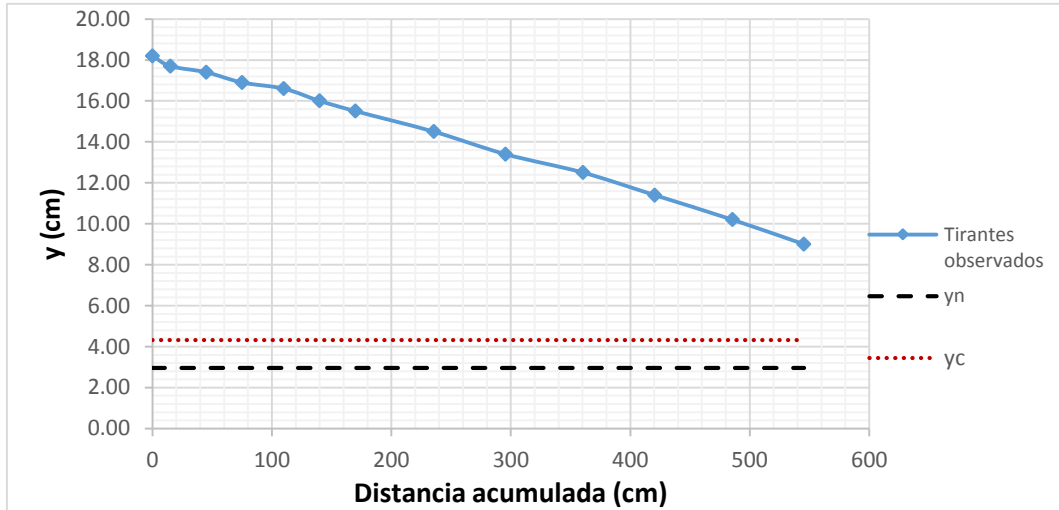
GRAFICA 5. 83: $Q= 11.901 \text{ lt/s}$, pendiente 0.5 % perfil S1



GRAFICA 5. 84: $Q= 11.901 \text{ lt/s}$, pendiente 1.0 % perfil S1

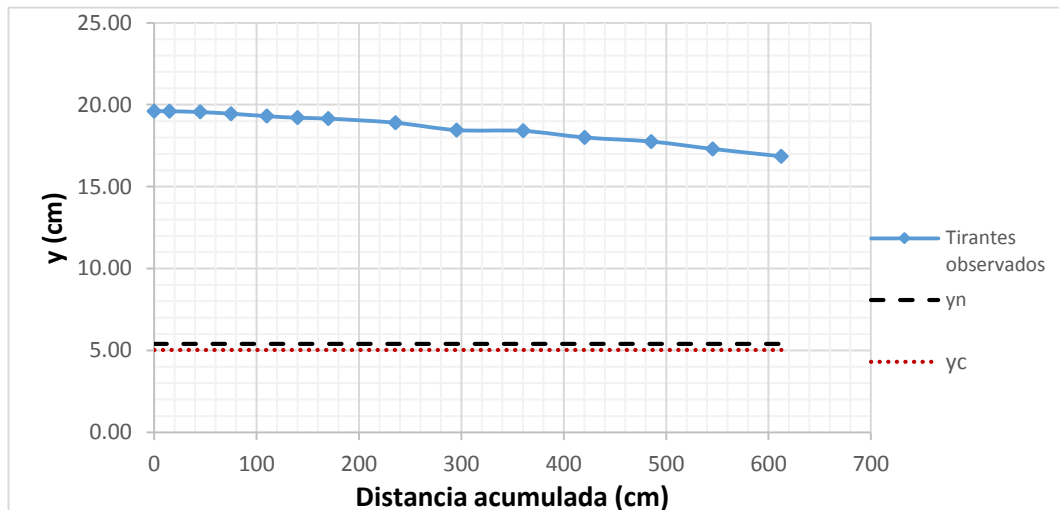


GRAFICA 5. 85: Q= 11.901 lt/s, pendiente 1.5 % perfil S1

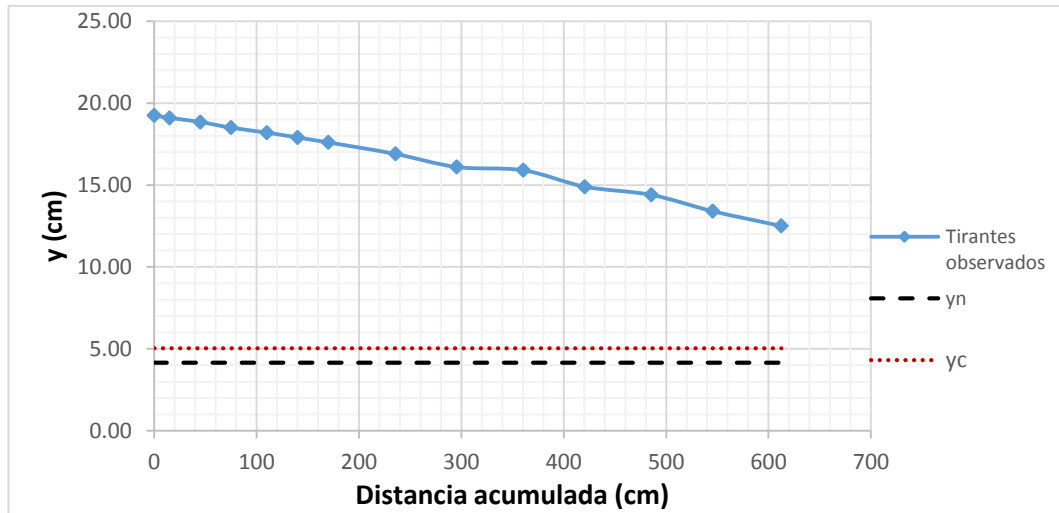


- Q = 15.006 lt/s

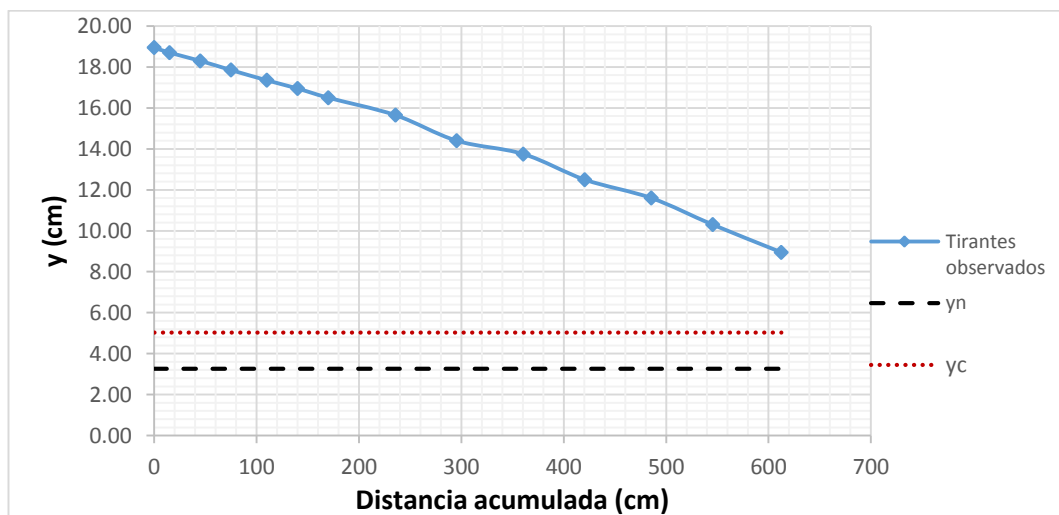
GRAFICA 5. 86: Q= 15.006 lt/s, pendiente 0.5 % perfil M1



GRAFICA 5. 87: Q= 15.006 lt/s, pendiente 1.0 % perfil S1

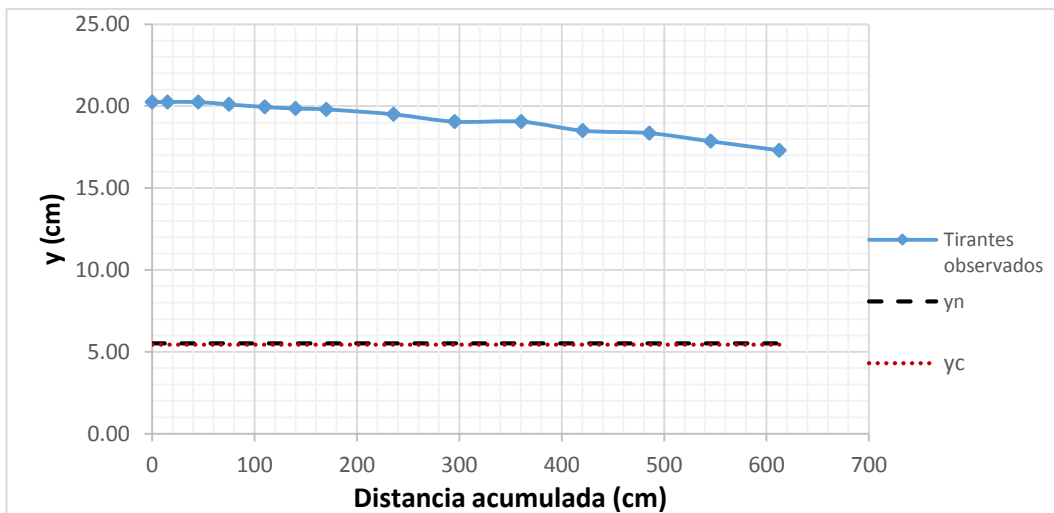


GRAFICA 5. 88: Q= 15.006 lt/s, pendiente 1.5 % perfil S1

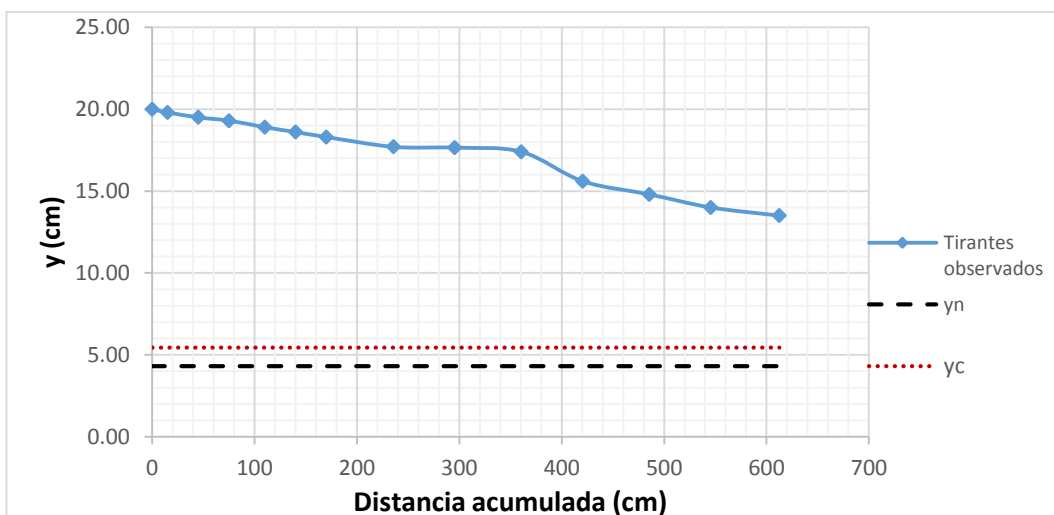


- $Q = 16.857 \text{ lt/s}$

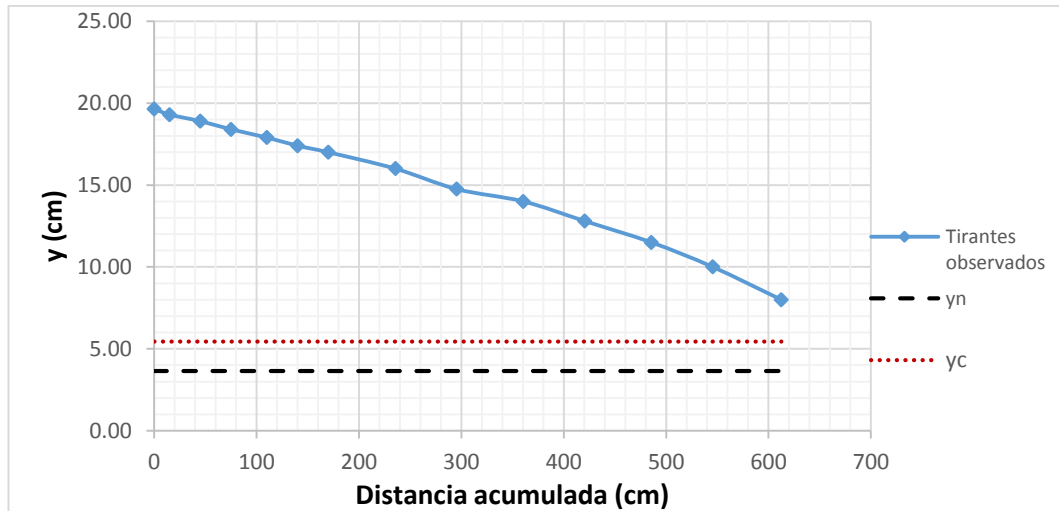
GRAFICA 5. 89: $Q= 16.857 \text{ lt/s}$, pendiente 0.5 % perfil M1



GRAFICA 5. 90: $Q= 16.857 \text{ lt/s}$, pendiente.0 % perfil S1

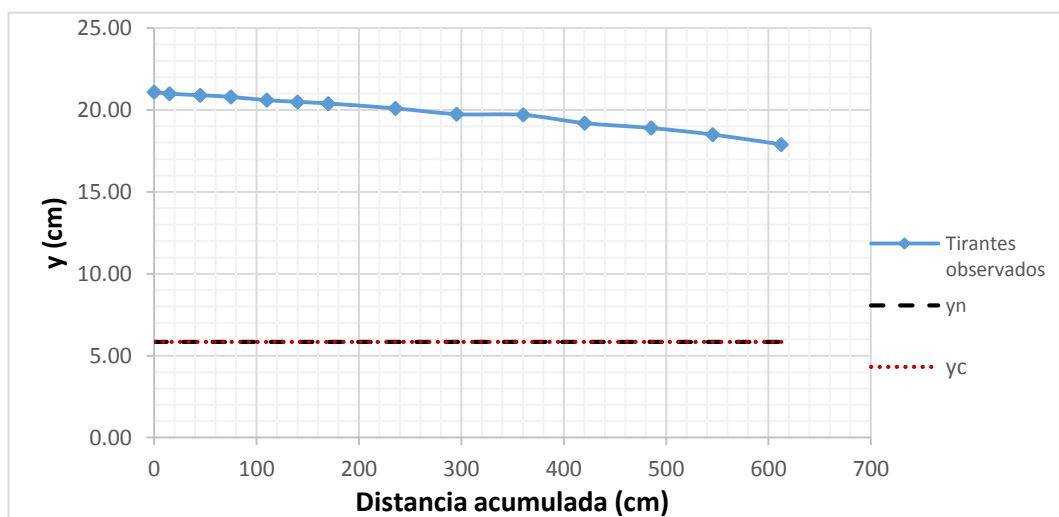


GRAFICA 5. 91: Q= 16.857 lt/s, pendiente 1.5 % perfil S1

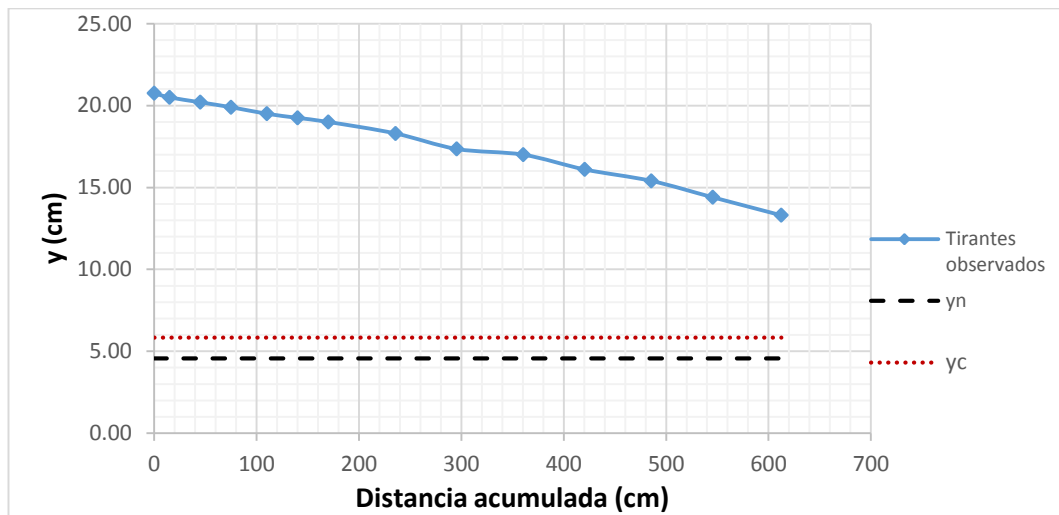


- **Q = 18.740 lt/s**

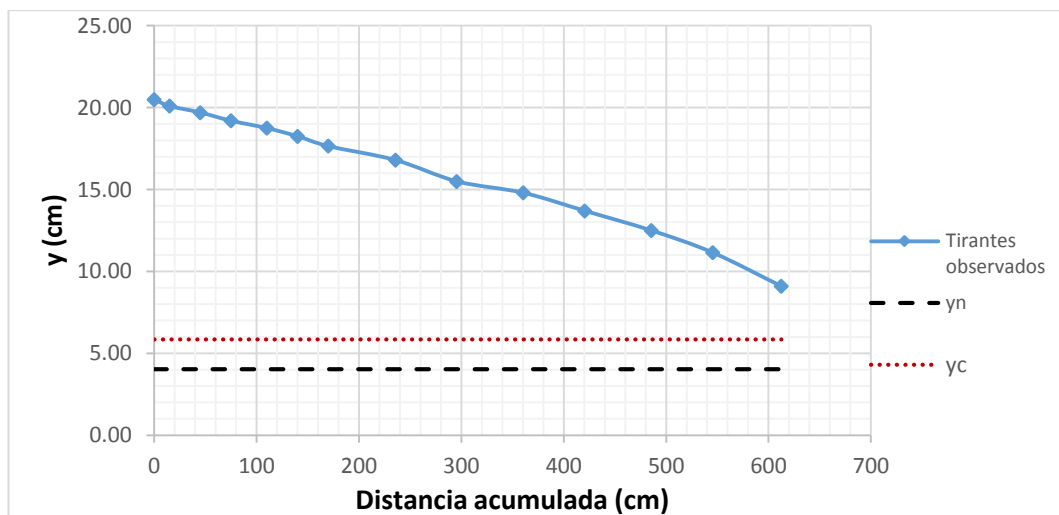
GRAFICA 5. 92: Q= 18.740 lt/s, pendiente 0.5 % perfil C1



GRAFICA 5. 93: Q= 18.740 lt/s, pendiente 1.0 % perfil S1

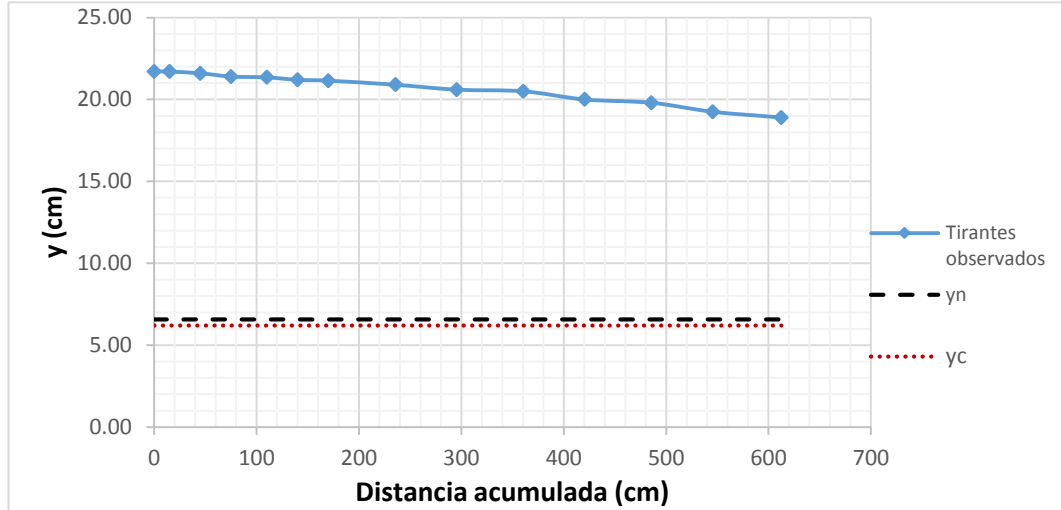


GRAFICA 5. 94: Q= 18.740 lt/s, pendiente 1.5 % perfil S1

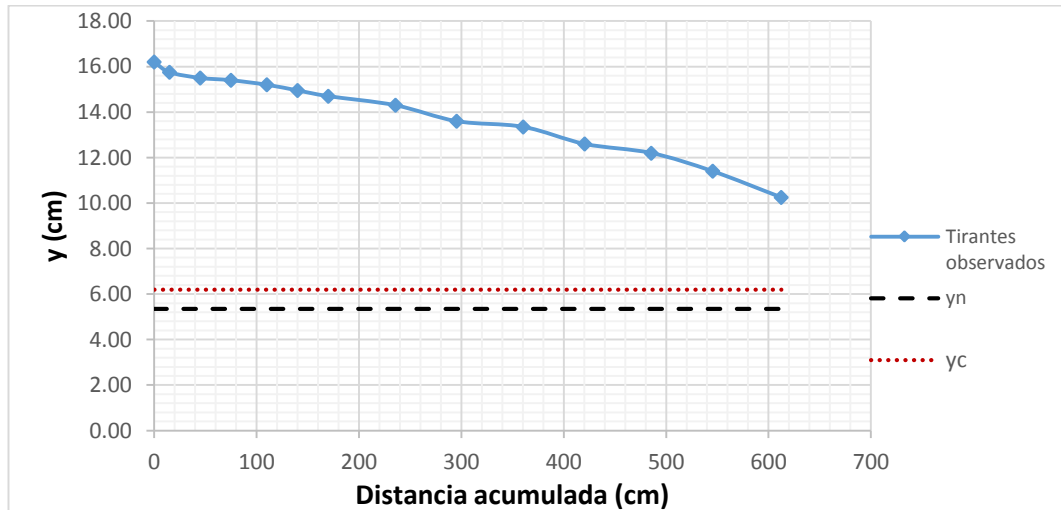


- $Q = 20.510 \text{ lt/s}$

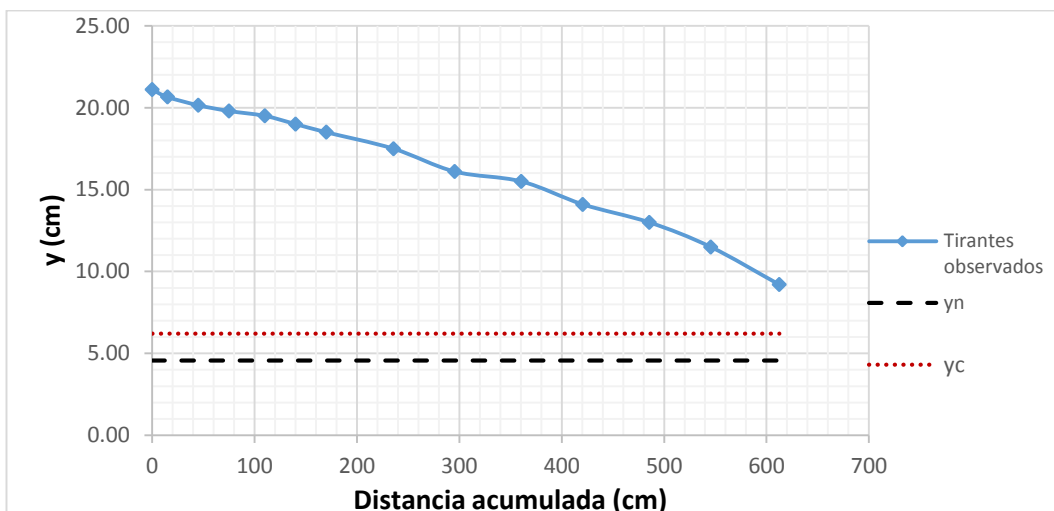
GRAFICA 5. 95: $Q = 20.510 \text{ lt/s}$, pendiente 0.5 % perfil M1



GRAFICA 5. 96: $Q = 20.510 \text{ lt/s}$, pendiente 1.0 % perfil S1



GRAFICA 5. 97: Q= 20.510 lt/s, pendiente 1.5 % perfil S1



Comparación de resultados.

Habiendo hecho los cálculos correspondientes con los métodos mencionados se obtuvieron los siguientes resultados:

Como el análisis consistió en el estudio del comportamiento del flujo a través del uso del vertedero tipo Crump, por lo que se vio que de acuerdo iba variando la pendiente, el flujo se mantenía en un estado subcritico.

Para la solución del método de integración gráfica, método de Bakhmeteff y el método tramo por tramo, se usaron los tirantes observados en el ensayo y se determinaron las distancias, las cuales servirán para comparar lo calculado con lo que se observa en la realidad. Además, se estimó el error, para lo cual se usó el método de error cuadrático mínimo:

$$C = \left[\sum_{i=1}^n (Xei - Xoi)^2 \right]^{1/2}$$

Donde: Xei es dato estimado en el ensayo y Xoi es el dato calculado de acuerdo al método usado.

Se puede observar que el error en el análisis para las tres pendientes estudiadas, el método tramo por tramo tuvo un error cuadrático mínimo con respecto a los otros métodos.

Para pendientes menores al 0.5%, el método de Bakhmeteff se ajusta mucho mejor, y para pendientes 1.0% y 1.5%, los métodos de integración

directa y tramo a tramo, muestran un error cuadrático, mucho menor al método de Bakhmeteff, pero tiende a ser mínimo.

- **PENDIENTE 0.5%**

TABLA 5. 56: Comparación de resultados: So: 0.5%, Q= 6.053 lt/s

Distancia Horizontal Acumulada (cm)	Tirantes observados (cm)	Datos calculados			Error cuadrático		
		Método de Integración Grafica (cm)	Método de Bakhmeteff (cm)	Método tramo a tramo (cm)	Método de Integración Grafica	Método de Bakhmeteff f	Método tramo a tramo
0.00	16.25	0.00	0.00	16.25	0.0000	0.0000	0.0000
15.00	16.05	39.96	40.26	16.16	0.0623	0.0638	0.0000
45.00	16.00	49.94	50.36	16.00	0.0024	0.0029	0.0000
75.00	15.95	59.93	60.46	15.90	0.0227	0.0211	0.0000
110.00	15.90	69.92	70.55	15.80	0.1606	0.1556	0.0000
140.00	15.70	109.87	110.94	15.60	0.0908	0.0844	0.0000
170.00	15.65	119.86	121.04	15.50	0.2514	0.2397	0.0000
235.50	15.60	129.84	131.14	15.35	1.1163	1.0892	0.0000
295.50	15.30	189.76	191.72	15.00	1.1181	1.0771	0.0000
360.50	14.85	279.61	282.59	14.80	0.6543	0.6070	0.0000
420.50	14.63	324.53	328.03	14.40	0.9210	0.8551	0.0000
485.50	14.40	369.44	373.46	14.10	1.3469	1.2552	0.0000
545.50	14.20	409.36	413.85	13.86	1.8535	1.7331	0.0000
612.50	13.70	509.12	514.82	13.56	1.0688	0.9541	0.0000
				C	2.9444	2.8528	0.0070

TABLA 5. 57: Comparación de resultados: So: 0.5%, Q= 10.566 lt/s

Distancia Horizontal Acumulada (cm)	Tirantes observados (cm)	Datos calculados			Error cuadrático		
		Método de Integración Grafica	Método de Bakhmeteff (cm)	Método tramo a tramo (cm)	Método de Integración Grafica	Método de Bakhmeteff f	Método tramo a tramo
0.00	18.15	0.00	0.00	18.15	0.0000	0.0000	0.0000
15.00	18.00	29.95	30.22	18.08	0.0224	0.0232	0.0000
45.00	17.95	39.94	40.23	18.00	0.0026	0.0023	0.0000
75.00	17.85	59.90	60.24	17.85	0.0228	0.0218	0.0000
110.00	17.80	69.88	70.24	17.70	0.1609	0.1581	0.0000
140.00	17.70	89.85	90.25	17.52	0.2515	0.2475	0.0000
170.00	17.60	109.81	110.26	17.37	0.3623	0.3568	0.0000
235.50	17.30	169.68	170.30	17.23	0.4332	0.4251	0.0000
295.50	16.90	249.49	250.34	16.90	0.2117	0.2039	0.0000
360.50	17.00	229.54	230.33	16.60	1.7150	1.6944	0.0000
420.50	16.50	329.27	330.39	16.27	0.8323	0.8121	0.0000
485.50	16.35	359.17	360.40	15.97	1.5958	1.5650	0.0000
545.50	15.70	488.71	490.47	15.64	0.3226	0.3028	0.0000
				C	2.4358	2.4110	0.0068

TABLA 5. 58: Comparación de resultados: So: 0.5%, Q= 11.901 lt/s

Distancia Horizontal Acumulada (cm)	Tirantes observados (cm)	Datos calculados			Error cuadrático		
		Método de Integración Grafica	Método de Bakhmeteff (cm)	Método tramo a tramo (cm)	Método de Integración Grafica	Método de Bakhmeteff	Método tramo a tramo
0.00	18.80	0.00	0.00	18.80	0.0000	0.0000	0.0000
15.00	18.70	19.97	20.26	18.73	0.0025	0.0028	0.0000
45.00	18.60	39.94	40.35	18.66	0.0026	0.0022	0.0000
75.00	18.50	59.91	60.44	18.51	0.0228	0.0212	0.0000
110.00	18.40	79.87	80.52	18.36	0.0908	0.0869	0.0000
140.00	18.20	119.80	120.70	18.18	0.0408	0.0372	0.0000
170.00	18.10	139.76	140.79	18.03	0.0914	0.0853	0.0000
235.50	17.80	199.63	201.06	17.89	0.1287	0.1186	0.0000
295.50	17.35	289.40	291.46	17.56	0.0037	0.0016	0.0000
360.50	17.35	299.38	301.50	17.26	0.3736	0.3481	0.0000
420.50	16.80	399.06	401.95	16.93	0.0459	0.0344	0.0000
485.50	16.55	448.88	452.17	16.63	0.1341	0.1111	0.0000
545.50	16.00	558.42	562.66	16.31	0.0167	0.0294	0.0000
C					0.9765	0.9375	0.0043

TABLA 5. 59: Comparación de resultados: So: 0.5%, Q= 15.006 lt/s

Distancia Horizontal Acumulada (cm)	Tirantes observados (cm)	Datos calculados			Error cuadrático		
		Método de Integración Grafica	Método de Bakhmeteff (cm)	Método tramo a tramo (cm)	Método de Integración Grafica	Método de Bakhmeteff	Método tramo a tramo
0.00	19.60	0.00	0.00	19.60	0.0000	0.0000	0.0000
15.00	19.60	0.00	0.00	19.53	0.0225	0.0225	0.0000
45.00	19.55	9.99	10.19	19.45	0.1226	0.1212	0.0000
75.00	19.45	29.95	30.60	19.30	0.2029	0.1971	0.0000
110.00	19.30	59.90	61.23	19.15	0.2510	0.2378	0.0000
140.00	19.20	79.87	81.65	18.97	0.3616	0.3404	0.0000
170.00	19.15	89.85	91.86	18.82	0.6424	0.6106	0.0000
235.50	18.90	139.75	142.91	18.68	0.9169	0.8573	0.0000
295.50	18.45	229.52	234.79	18.35	0.4353	0.3685	0.0000
360.50	18.40	239.50	245.00	18.05	1.4642	1.3339	0.0000
420.50	18.00	319.25	326.68	17.73	1.0252	0.8802	0.0000
485.50	17.75	369.07	377.73	17.43	1.3556	1.1615	0.0000
545.50	17.30	458.69	469.61	17.10	0.7535	0.5759	0.0000
612.50	16.85	548.24	561.50	16.80	0.4129	0.2601	0.0000
C					2.8225	2.6395	0.0078

TABLA 5. 60: Comparación de resultados: So: 0.5%, Q= 16.857 lt/s

Distancia Horizontal Acumulada (cm)	Tirantes observados (cm)	Datos calculados			Error cuadrático		
		Método de Integración Grafica	Método de Bakhmeteff (cm)	Método tramo a tramo (cm)	Método de Integración Grafica	Método de Bakhmeteff	Método tramo a tramo
0.00	20.25	0.00	0.00	20.25	0	0	0.0000
15.00	20.25	0.00	0.00	20.18	0.0225	0.0225	0.0000
45.00	20.25	0.00	0.00	20.10	0.2025	0.2025	0.0000
75.00	20.10	29.96	30.13	19.95	0.2028	0.2013	0.0000
110.00	19.95	59.92	60.68	19.80	0.2508	0.2432	0.0000
140.00	19.85	79.89	81.05	19.63	0.3613	0.3475	0.0000
170.00	19.80	89.88	91.23	19.48	0.6420	0.6204	0.0000
235.50	19.50	149.77	152.34	19.34	0.7350	0.6916	0.0000
295.50	19.05	239.56	243.99	19.01	0.3129	0.2654	0.0000
360.50	19.05	239.56	243.99	18.71	1.4625	1.3575	0.0000
420.50	18.50	349.23	356.01	18.38	0.5079	0.4160	0.0000
485.50	18.35	379.13	386.56	18.08	1.1315	0.9790	0.0000
545.50	17.85	478.71	488.39	17.71	0.4460	0.3261	0.0000
612.50	17.30	588.14	600.41	17.40	0.0593	0.0146	0.0000
C					2.5173	2.3849	0.0069

TABLA 5. 61: Comparación de resultados: So: 0.5%, Q= 18.740 lt/s

Distancia Horizontal Acumulada (cm)	Tirantes observados (cm)	Datos calculados			Error cuadrático		
		Método de Integración Grafica	Método de Bakhmeteff (cm)	Método tramo a tramo (cm)	Método de Integración Grafica	Método de Bakhmeteff	Método tramo a tramo
0.00	21.10	0.00	0.00	21.10	0.0000	0.0000	0.0000
15.00	21.00	19.48	19.99	21.03	0.0020	0.0025	0.0000
45.00	20.90	43.81	40.37	20.95	0.0001	0.0021	0.0000
75.00	20.80	63.25	60.75	20.80	0.0138	0.0203	0.0000
110.00	20.60	97.23	101.51	20.66	0.0163	0.0072	0.0000
140.00	20.50	126.31	121.90	20.48	0.0188	0.0328	0.0000
170.00	20.40	150.50	142.28	20.33	0.0380	0.0769	0.0000
235.50	20.10	208.40	203.42	20.19	0.0735	0.1029	0.0000
295.50	19.75	299.56	274.75	19.87	0.0017	0.0430	0.0000
360.50	19.70	328.21	284.94	19.57	0.1043	0.5709	0.0000
420.50	19.20	413.62	386.85	19.24	0.0047	0.1132	0.0000
485.50	18.90	470.07	447.99	18.94	0.0238	0.1407	0.0000
545.50	18.50	563.04	529.52	18.62	0.0308	0.0256	0.0000
612.50	17.90	631.65	651.80	18.32	0.0367	0.1545	0.0000
C					0.6037	1.1369	0.0049

TABLA 5. 62: Comparación de resultados: So: 0.5%, Q= 20.510 lt/s

Distancia Horizontal Acumulada (cm)	Tirantes observados (cm)	Datos calculados			Error cuadrático		
		Método de Integración Grafica	Método de Bakhmeteff (cm)	Método tramo a tramo (cm)	Método de Integración Grafica	Método de Bakhmeteff	Método tramo a tramo
0.00	21.70	0.00	0.00	21.70	0.0000	0.0000	0.0000
15.00	21.70	0.00	0.00	21.63	0.0225	0.0225	0.0000
45.00	21.60	20.00	19.79	21.55	0.0625	0.0636	0.0000
75.00	21.40	60.00	61.00	21.40	0.0225	0.0196	0.0000
110.00	21.35	69.99	71.31	21.25	0.1600	0.1497	0.0000
140.00	21.20	99.98	102.22	21.08	0.1601	0.1428	0.0000
170.00	21.15	109.98	112.52	20.93	0.3602	0.3304	0.0000
235.50	20.90	159.95	164.04	20.79	0.5708	0.5107	0.0000
295.50	20.60	219.89	225.86	20.46	0.5717	0.4850	0.0000
360.50	20.50	239.86	246.47	20.16	1.4554	1.3004	0.0000
420.50	20.00	339.69	349.50	19.83	0.6530	0.5041	0.0000
485.50	19.80	379.60	390.71	19.53	1.1215	0.8984	0.0000
545.50	19.25	489.27	504.05	19.20	0.3161	0.1718	0.0000
612.50	18.90	559.00	576.18	18.90	0.2862	0.1319	0.0000
				C	2.4006	2.1751	0.0058

- **PENDIENTE 1.0%**

TABLA 5. 63: Comparación de resultados: So: 1.0%, Q= 6.053 lt/s

Distancia Horizontal Acumulada (cm)	Tirantes observados (cm)	Datos calculados			Error cuadrático		
		Método de Integración Grafica	Método de Bakhmeteff (cm)	Método tramo a tramo (cm)	Método de Integración Grafica	Método de Bakhmeteff	Método tramo a tramo
0.00	16.20	0.00	0.00	16.20	0.0000	0.0000	0.0000
15.00	15.75	44.74	45.01	16.05	0.0885	0.0901	0.0000
45.00	15.50	69.59	70.02	15.90	0.0605	0.0626	0.0000
75.00	15.40	79.53	80.03	15.60	0.0020	0.0025	0.0000
110.00	15.20	99.39	100.04	15.30	0.0112	0.0099	0.0000
140.00	14.95	124.22	125.05	14.95	0.0249	0.0223	0.0000
170.00	14.70	149.04	150.07	14.65	0.0439	0.0397	0.0000
235.50	14.30	188.73	190.09	14.35	0.2188	0.2063	0.0000
295.50	13.60	258.10	260.12	13.69	0.1399	0.1252	0.0000
360.50	13.35	282.85	285.13	13.09	0.6029	0.5680	0.0000
420.50	12.60	357.01	360.17	12.43	0.4031	0.3640	0.0000
485.50	12.20	396.49	400.19	11.83	0.7923	0.7278	0.0000
545.50	11.40	475.26	480.23	11.16	0.4933	0.4260	0.0000
612.50	10.25	587.91	595.00	10.55	0.0604	0.0306	0.0000
				C	1.7152	1.6356	0.0083

TABLA 5. 64: Comparación de resultados: So: 1.0%, Q= 10.566 lt/s

Distancia Horizontal Acumulada (cm)	Tirantes observados (cm)	Datos calculados			Error cuadrático		
		Método de Integración Grafica	Método de Bakhmeteff (cm)	Método tramo a tramo (cm)	Método de Integración Grafica	Método de Bakhmeteff	Método tramo a tramo
0.00	17.70	0.00	0.00	17.70	0.0000	0.0000	0.0000
15.00	17.50	19.75	20.50	17.55	0.0023	0.0030	0.0000
45.00	17.15	54.28	55.21	17.40	0.0086	0.0104	0.0000
75.00	16.95	74.00	75.05	17.10	0.0001	0.0000	0.0000
110.00	16.60	108.47	109.76	16.80	0.0002	0.0000	0.0000
140.00	16.30	138.00	139.52	16.44	0.0004	0.0000	0.0000
170.00	16.00	167.49	169.27	16.14	0.0006	0.0001	0.0000
235.50	15.40	226.37	228.78	15.84	0.0083	0.0045	0.0000
295.50	14.50	314.40	318.05	15.17	0.0357	0.0508	0.0000
360.50	14.20	343.65	347.80	14.56	0.0284	0.0161	0.0000
420.50	13.20	440.71	446.98	13.89	0.0408	0.0701	0.0000
485.50	12.60	498.58	506.49	13.27	0.0171	0.0441	0.0000
545.50	11.65	589.42	600.72	12.59	0.1929	0.3049	0.0001
				C	0.5792	0.7100	0.0166

TABLA 5. 65: Comparación de resultados: So: 1.0%, Q= 11.901 lt/s

Distancia Horizontal Acumulada (cm)	Tirantes observados (cm)	Datos calculados			Error cuadrático		
		Método de Integración Grafica	Método de Bakhmeteff (cm)	Método tramo a tramo (cm)	Método de Integración Grafica	Método de Bakhmeteff	Método tramo a tramo
0.00	18.60	0.00	0.00	18.60	0.0000	0.0000	0.0000
15.00	18.40	19.73	20.33	18.45	0.0022	0.0028	0.0000
45.00	18.10	49.30	50.18	18.30	0.0018	0.0027	0.0000
75.00	17.90	69.00	70.08	18.00	0.0036	0.0024	0.0000
110.00	17.60	98.53	99.92	17.69	0.0132	0.0102	0.0000
140.00	17.30	128.03	129.77	17.34	0.0143	0.0105	0.0000
170.00	17.00	157.50	159.62	17.04	0.0156	0.0108	0.0000
235.50	16.40	216.34	219.31	16.74	0.0367	0.0262	0.0000
295.50	15.70	284.80	288.96	16.08	0.0114	0.0043	0.0000
360.50	15.30	323.81	328.76	15.47	0.1346	0.1008	0.0000
420.50	14.50	401.55	408.35	14.80	0.0359	0.0148	0.0000
485.50	14.00	449.92	458.10	14.19	0.1266	0.0751	0.0000
545.50	13.00	545.99	557.59	13.51	0.0000	0.0146	0.0000
				C	0.6294	0.5244	0.0086

TABLA 5. 66: Comparación de resultados: So: 1.0%, Q= 15.006 lt/s

Distancia Horizontal Acumulada (cm)	Tirantes observados (cm)	Datos calculados			Error cuadrático		
		Método de Integración Grafica	Método de Bakhmeteff (cm)	Método tramo a tramo (cm)	Método de Integración Grafica	Método de Bakhmeteff	Método tramo a tramo
0.00	19.25	0.00	0.00	19.25	0.0000	0.0000	0.0000
15.00	19.10	14.71	15.25	19.10	0.0000	0.0000	0.0000
45.00	18.85	39.21	40.16	18.95	0.0034	0.0023	0.0000
75.00	18.50	73.47	75.04	18.65	0.0002	0.0000	0.0000
110.00	18.20	102.79	104.93	18.34	0.0052	0.0026	0.0000
140.00	17.90	132.08	134.83	17.98	0.0063	0.0027	0.0000
170.00	17.60	161.33	164.72	17.68	0.0075	0.0028	0.0000
235.50	16.90	229.38	234.48	17.38	0.0037	0.0001	0.0000
295.50	16.10	306.80	314.20	16.71	0.0128	0.0350	0.0000
360.50	15.90	326.08	334.13	16.09	0.1184	0.0695	0.0000
420.50	14.90	422.00	433.79	15.41	0.0002	0.0176	0.0000
485.50	14.40	469.60	483.61	14.79	0.0253	0.0004	0.0000
545.50	13.40	563.83	583.26	14.10	0.0336	0.1426	0.0000
612.50	12.50	647.26	672.95	13.46	0.1209	0.3654	0.0001
				C	0.5810	0.8006	0.0158

TABLA 5. 67: Comparación de resultados: So: 1.0%, Q= 16.857 lt/s

Distancia Horizontal Acumulada (cm)	Tirantes observados (cm)	Datos calculados			Error cuadrático		
		Método de Integración Grafica	Método de Bakhmeteff (cm)	Método tramo a tramo (cm)	Método de Integración Grafica	Método de Bakhmeteff	Método tramo a tramo
0.00	20.00	0.00	0.00	20.00	0.0000	0.0000	0.0000
15.00	19.80	19.57	20.55	19.85	0.0021	0.0031	0.0000
45.00	19.50	48.89	50.34	19.70	0.0015	0.0028	0.0000
75.00	19.30	68.42	70.19	19.39	0.0043	0.0023	0.0000
110.00	18.90	107.43	109.90	19.09	0.0007	0.0000	0.0000
140.00	18.60	136.63	139.68	18.74	0.0011	0.0000	0.0000
170.00	18.30	165.79	169.47	18.43	0.0018	0.0000	0.0000
235.50	17.70	223.96	229.03	18.14	0.0133	0.0042	0.0000
295.50	17.65	228.80	234.00	17.46	0.4448	0.3783	0.0000
360.50	17.40	252.97	258.82	16.84	1.1563	1.0340	0.0000
420.50	15.60	425.45	437.51	16.16	0.0025	0.0289	0.0000
485.50	14.80	501.12	516.93	15.53	0.0244	0.0988	0.0001
545.50	14.00	575.91	596.35	14.84	0.0925	0.2586	0.0001
612.50	13.50	622.12	645.99	14.21	0.0093	0.1121	0.0001
				C	1.3246	1.3868	0.0165

TABLA 5. 68: Comparación de resultados: So: 1.0%, Q= 18.740 lt/s

Distancia Horizontal Acumulada (cm)	Tirantes observados (cm)	Datos calculados			Error cuadrático		
		Método de Integración Grafica	Método de Bakhmeteff (cm)	Método tramo a tramo (cm)	Método de Integración Grafica	Método de Bakhmeteff	Método tramo a tramo
0.00	20.75	0.00	0.00	20.75	0.0000	0.0000	0.0000
15.00	20.50	24.41	25.91	20.60	0.0089	0.0119	0.0000
45.00	20.20	53.66	55.33	20.45	0.0075	0.0107	0.0000
75.00	19.90	82.88	84.75	20.15	0.0062	0.0095	0.0000
110.00	19.50	121.77	123.97	19.84	0.0139	0.0195	0.0000
140.00	19.25	146.04	148.49	19.48	0.0036	0.0072	0.0000
170.00	19.00	170.27	173.00	19.18	0.0000	0.0009	0.0000
235.50	18.30	237.92	241.65	18.88	0.0006	0.0038	0.0000
295.50	17.35	329.18	334.81	18.20	0.1134	0.1545	0.0001
360.50	17.00	362.63	369.13	17.58	0.0005	0.0074	0.0000
420.50	16.10	448.07	457.39	16.91	0.0760	0.1361	0.0001
485.50	15.40	513.88	526.03	16.28	0.0805	0.1643	0.0001
545.50	14.40	606.61	624.09	15.59	0.3735	0.6177	0.0001
612.50	13.30	706.33	731.96	14.96	0.8805	1.4271	0.0003
				C	1.2510	1.6033	0.0271

TABLA 5. 69: Comparación de resultados: So: 1.0%, Q= 20.510 lt/s

Distancia Horizontal Acumulada (cm)	Tirantes observados (cm)	Datos calculados			Error cuadrático		
		Método de Integración Grafica	Método de Bakhmeteff (cm)	Método tramo a tramo (cm)	Método de Integración Grafica	Método de Bakhmeteff	Método tramo a tramo
0.00	21.3	0.00	0.00	21.30	0.0000	0.0000	0.0000
15.00	21.10	19.48	20.28	21.15	0.0020	0.0028	0.0000
45.00	20.85	43.81	45.31	21.00	0.0001	0.0000	0.0000
75.00	20.65	63.25	65.33	20.69	0.0138	0.0094	0.0000
110.00	20.30	97.23	100.37	20.38	0.0163	0.0093	0.0000
140.00	20.00	126.31	130.40	20.02	0.0188	0.0092	0.0000
170.00	19.75	150.50	155.43	19.71	0.0380	0.0212	0.0000
235.50	19.15	208.40	215.49	19.41	0.0735	0.0400	0.0000
295.50	18.20	299.56	310.60	18.73	0.0017	0.0228	0.0000
360.50	17.90	328.21	340.63	18.10	0.1043	0.0395	0.0000
420.50	17.00	413.62	430.73	17.42	0.0047	0.0105	0.0000
485.50	16.40	470.07	490.80	16.79	0.0238	0.0028	0.0000
545.50	15.40	563.04	590.91	16.09	0.0308	0.2062	0.0000
612.50	14.65	631.65	665.99	15.45	0.0367	0.2861	0.0001
				C	0.6037	0.8122	0.0136

- **PENDIENTE 1.5%**

TABLA 5. 70: Comparación de resultados: So: 1.5%, Q= 6.053 lt/s

Distancia Horizontal Acumulada (cm)	Tirantes observados (cm)	Datos calculados			Error cuadrático		
		Método de Integración Grafica	Método de Bakhmeteff (cm)	Método tramo a tramo (cm)	Método de Integración Grafica	Método de Bakhmeteff	Método tramo a tramo
0.00	15.80	0.00	0.00	15.80	0.0000	0.0000	0.0000
15.00	15.10	46.29	47.30	15.57	0.0979	0.1043	0.0000
45.00	14.75	69.42	70.46	15.35	0.0596	0.0648	0.0000
75.00	14.45	89.23	90.31	14.90	0.0202	0.0235	0.0000
110.00	14.05	115.62	116.79	14.44	0.0032	0.0046	0.0000
140.00	13.60	145.28	146.57	13.91	0.0028	0.0043	0.0000
170.00	13.30	165.03	166.42	13.46	0.0025	0.0013	0.0000
235.50	12.55	214.33	216.05	13.01	0.0448	0.0378	0.0000
295.50	11.50	283.08	285.54	12.02	0.0154	0.0099	0.0000
360.50	11.00	315.70	318.63	11.10	0.2007	0.1753	0.0000
420.50	10.00	380.56	384.81	10.10	0.1595	0.1274	0.0000
485.50	9.10	438.38	444.37	9.17	0.2221	0.1692	0.0000
545.50	8.00	507.91	517.17	8.15	0.1413	0.0803	0.0000
612.50	6.90	575.36	589.00	7.18	0.1379	0.0552	0.0000
				C	1.0526	0.9262	0.0129

TABLA 5. 71: Comparación de resultados: So: 1.5%, Q= 10.566 lt/s

Distancia Horizontal Acumulada (cm)	Tirantes observados (cm)	Datos calculados			Error cuadrático		
		Método de Integración Grafica	Método de Bakhmeteff (cm)	Método tramo a tramo (cm)	Método de Integración Grafica	Método de Bakhmeteff	Método tramo a tramo
0.00	17.50	0.00	0.00	17.50	0.0000	0.0000	0.0000
15.00	17.05	29.48	31.07	17.64	0.0210	0.0258	0.0000
45.00	16.65	55.65	57.21	17.41	0.0113	0.0149	0.0001
75.00	16.20	85.05	86.61	16.96	0.0101	0.0135	0.0001
110.00	15.80	111.13	112.74	16.50	0.0001	0.0007	0.0000
140.00	15.30	143.66	145.41	15.97	0.0013	0.0029	0.0000
170.00	14.90	169.62	171.54	15.51	0.0000	0.0002	0.0000
235.50	14.00	227.79	230.34	15.05	0.0059	0.0027	0.0001
295.50	13.90	234.23	236.87	14.04	0.3754	0.3437	0.0000
360.50	12.15	345.84	351.20	13.10	0.0215	0.0086	0.0001
420.50	10.85	427.00	436.14	12.08	0.0042	0.0245	0.0002
485.50	10.00	478.80	491.67	11.12	0.0045	0.0038	0.0001
545.50	8.50	565.83	587.00	10.06	0.0413	0.1722	0.0002
				C	0.7048	0.7833	0.0317

TABLA 5. 72: Comparación de resultados: So: 1.5%, Q= 11.901 lt/s

Distancia Horizontal Acumulada (cm)	Tirantes observados (cm)	Datos calculados			Error cuadrático		
		Método de Integración Grafica	Método de Bakhmeteff (cm)	Método tramo a tramo (cm)	Método de Integración Grafica	Método de Bakhmeteff	Método tramo a tramo
0.00	18.20	0.00	0.00	18.20	0.0000	0.0000	0.0000
15.00	17.70	32.69	34.55	17.97	0.0313	0.0382	0.0000
45.00	17.40	52.27	54.16	17.75	0.0053	0.0084	0.0000
75.00	16.90	84.86	86.83	17.29	0.0097	0.0140	0.0000
110.00	16.60	104.37	106.44	16.84	0.0032	0.0013	0.0000
140.00	16.00	143.32	145.65	16.30	0.0011	0.0032	0.0000
170.00	15.50	175.67	178.33	15.84	0.0032	0.0069	0.0000
235.50	14.50	240.04	243.68	15.38	0.0021	0.0067	0.0001
295.50	13.40	310.17	315.57	14.36	0.0215	0.0403	0.0001
360.50	12.50	366.87	374.39	13.42	0.0041	0.0193	0.0001
420.50	11.40	434.97	446.28	12.39	0.0209	0.0664	0.0001
485.50	10.20	507.04	524.70	11.43	0.0464	0.1537	0.0002
545.50	9.00	575.43	600.00	10.34	0.0896	0.2970	0.0002
				C	0.4882	0.8096	0.0272

TABLA 5. 73: Comparación de resultados: So: 1.5%, Q= 15.006 lt/s

Distancia Horizontal Acumulada (cm)	Tirantes observados (cm)	Datos calculados			Error cuadrático		
		Método de Integración Grafica	Método de Bakhmeteff (cm)	Método tramo a tramo (cm)	Método de Integración Grafica	Método de Bakhmeteff	Método tramo a tramo
0.00	18.95	0.00	0.00	18.95	0.0000	0.0000	0.0000
15.00	18.70	16.22	19.41	18.72	0.0001	0.0019	0.0000
45.00	18.30	42.14	45.16	18.49	0.0008	0.0000	0.0000
75.00	17.85	71.23	74.12	18.02	0.0014	0.0001	0.0000
110.00	17.35	103.47	106.30	17.56	0.0043	0.0014	0.0000
140.00	16.95	129.18	132.05	17.01	0.0117	0.0063	0.0000
170.00	16.50	158.01	161.01	16.55	0.0144	0.0081	0.0000
235.50	15.65	212.17	215.72	16.09	0.0544	0.0391	0.0000
295.50	14.40	290.90	296.17	15.06	0.0021	0.0000	0.0000
360.50	13.75	331.30	338.01	14.11	0.0852	0.0506	0.0000
420.50	12.50	407.51	418.46	13.05	0.0169	0.0004	0.0000
485.50	11.60	460.81	476.39	12.06	0.0610	0.0083	0.0000
545.50	10.30	534.09	560.06	10.94	0.0130	0.0212	0.0000
612.50	8.95	602.70	641.00	9.86	0.0096	0.0812	0.0001
				C	0.5244	0.4677	0.0162

TABLA 5. 74: Comparación de resultados: So: 1.5%, Q= 16.857 lt/s

Distancia Horizontal Acumulada (cm)	Tirantes observados (cm)	Datos calculados			Error cuadrático		
		Método de Integración Grafica	Método de Bakhmeteff (cm)	Método tramo a tramo (cm)	Método de Integración Grafica	Método de Bakhmeteff	Método tramo a tramo
0.00	19.65	0.00	0.00	19.65	0.0000	0.0000	0.0000
15.00	19.30	22.63	21.62	19.42	0.0058	0.0044	0.0000
45.00	18.90	48.44	48.73	19.20	0.0012	0.0014	0.0000
75.00	18.40	80.62	82.44	18.73	0.0032	0.0055	0.0000
110.00	17.90	112.69	115.94	18.26	0.0007	0.0035	0.0000
140.00	17.40	144.64	149.25	17.72	0.0022	0.0085	0.0000
170.00	17.00	170.11	175.74	17.25	0.0000	0.0033	0.0000
235.50	16.00	233.33	241.41	16.78	0.0005	0.0035	0.0001
295.50	14.75	311.24	322.37	15.74	0.0248	0.0722	0.0001
360.50	14.00	357.22	370.33	14.78	0.0011	0.0097	0.0001
420.50	12.80	429.09	446.13	13.72	0.0074	0.0657	0.0001
485.50	11.50	503.60	526.93	12.72	0.0328	0.1716	0.0001
545.50	10.00	582.38	618.46	11.58	0.1360	0.5323	0.0002
612.50	8.00	661.08	734.00	10.48	0.2360	1.4762	0.0006
				C	0.6720	1.5355	0.0370

TABLA 5. 75: Comparación de resultados: So: 1.5%, Q= 18.740 lt/s

Distancia Horizontal Acumulada (cm)	Tirantes observados (cm)	Datos calculados			Error cuadrático		
		Método de Integración Grafica	Método de Bakhmeteff (cm)	Método tramo a tramo (cm)	Método de Integración Grafica	Método de Bakhmeteff	Método tramo a tramo (cm)
0.00	20.50	0.00	0.00	20.50	0.0000	0.0000	0.0000
15.00	20.10	25.80	25.62	20.27	0.0117	0.0113	0.0000
45.00	19.70	51.53	52.51	20.04	0.0043	0.0056	0.0000
75.00	19.20	83.62	85.97	19.57	0.0074	0.0120	0.0000
110.00	18.75	112.40	115.95	19.11	0.0006	0.0035	0.0000
140.00	18.25	144.26	149.10	18.56	0.0018	0.0083	0.0000
170.00	17.65	182.31	188.66	18.09	0.0152	0.0348	0.0000
235.50	16.80	235.82	244.31	17.63	0.0000	0.0078	0.0001
295.50	15.50	316.49	328.49	16.58	0.0441	0.1088	0.0001
360.50	14.80	359.22	373.36	15.62	0.0002	0.0165	0.0001
420.50	13.70	424.97	443.22	14.55	0.0020	0.0516	0.0001
485.50	12.50	494.05	518.52	13.54	0.0073	0.1090	0.0001
545.50	11.15	566.73	602.10	12.40	0.0451	0.3203	0.0002
612.50	9.10	656.75	724.00	11.30	0.1958	1.2432	0.0005
				C	0.5790	1.3903	0.0338

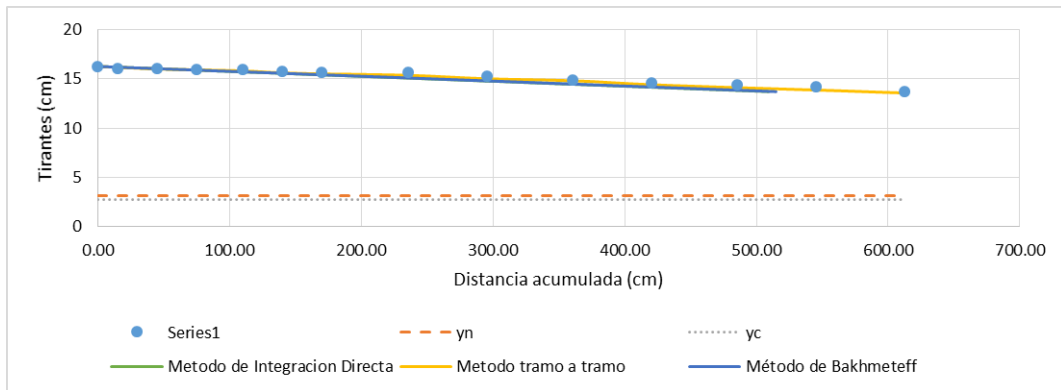
TABLA 5. 76: Comparación de resultados: So: 1.5%, Q= 20.510 lt/s

Distancia Horizontal Acumulada (cm)	Tirantes observados (cm)	Datos calculados			Error cuadrático		
		Método de Integración Grafica	Método de Bakhmeteff (cm)	Método tramo a tramo (cm)	Método de Integración Grafica	Método de Bakhmeteff	Método tramo a tramo
0.00	21.1	0.00	0.00	21.10	0.0000	0.0000	0.0000
15.00	20.65	28.93	28.41	20.87	0.0194	0.0180	0.0000
45.00	20.15	60.97	62.19	20.64	0.0255	0.0296	0.0000
75.00	19.80	83.34	85.74	20.17	0.0070	0.0115	0.0000
110.00	19.50	102.47	105.86	19.71	0.0057	0.0017	0.0000
140.00	19.00	134.25	139.25	19.16	0.0033	0.0001	0.0000
170.00	18.50	165.89	172.48	18.68	0.0017	0.0006	0.0000
235.50	17.50	228.67	238.43	18.22	0.0047	0.0009	0.0001
295.50	16.10	315.16	329.63	17.17	0.0386	0.1165	0.0001
360.50	15.50	351.61	368.31	16.20	0.0079	0.0061	0.0000
420.50	14.10	434.58	457.63	15.13	0.0198	0.1379	0.0001
485.50	13.00	497.10	526.88	14.11	0.0134	0.1713	0.0001
545.50	11.50	576.22	620.01	12.96	0.0944	0.5551	0.0002
612.50	9.20	668.95	757.00	11.85	0.3187	2.0880	0.0007
				C	0.7484	1.7712	0.0376

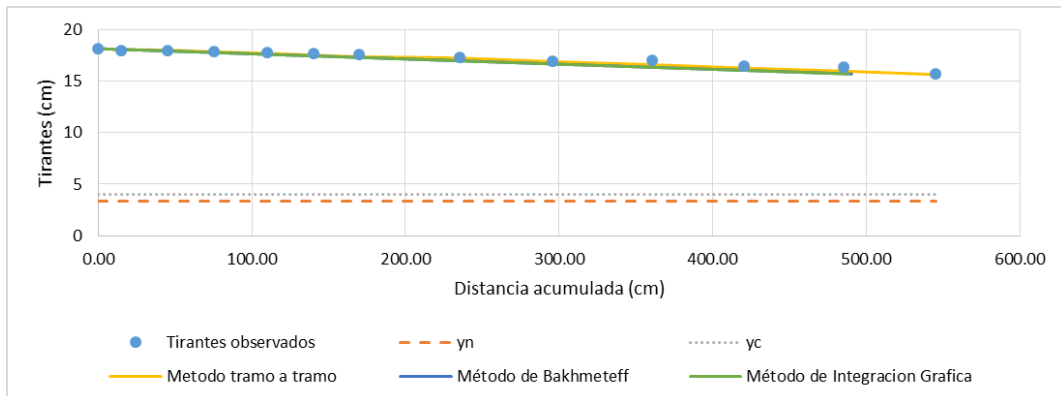
Gráficos comparativos para cada uno de los métodos calculados

En los siguientes gráficos se puede observar el comportamiento que tiene el flujo gradualmente variado, utilizando tanto los datos de ensayo, como los datos calculados por los diferentes métodos de análisis, sin embargo, cabe mencionar que en algunos de los casos los resultados no se acercan mucho a los datos reales, esto se debe a que los métodos de cálculo son bastante rígidos en sus procedimientos, los cuales no permiten que la altura de los tirantes sea la misma en algunos tramos del perfil, esto hace que dependiendo del método empleado los resultados (distancias calculadas o tirantes calculados) varíen en relación con los datos obtenidos en los ensayos, pero en general, se puede decir que la comparación es bastante satisfactoria, teniendo en cuenta que el canal del laboratorio de Hidráulica presenta algunas deflexiones propias dado el tiempo de uso.

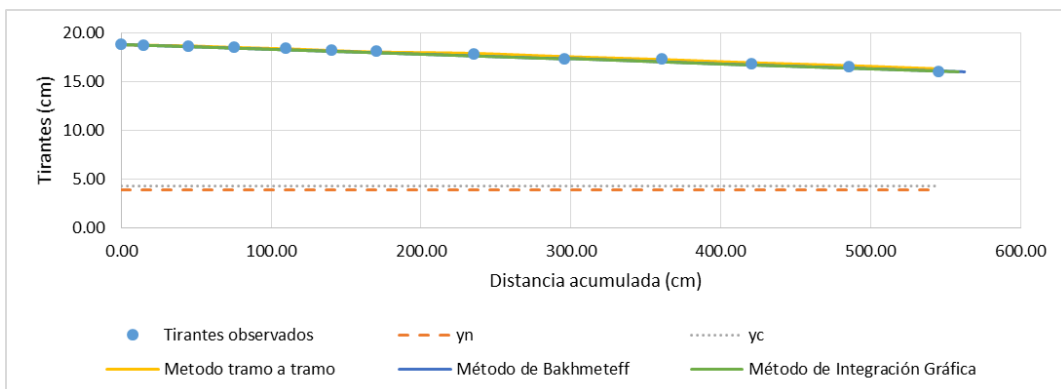
GRAFICA 5. 98: Comparación de métodos, $S_o = 0.5\%$, $Q = 6.053 \text{ lt/s}$



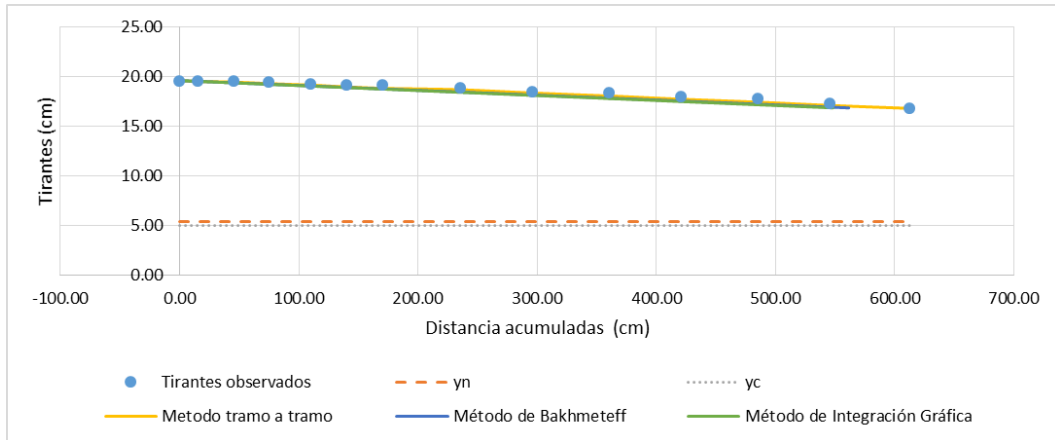
GRAFICA 5. 99: Comparación de métodos, $S_o = 0.5\%$, $Q = 10.566 \text{ lt/s}$



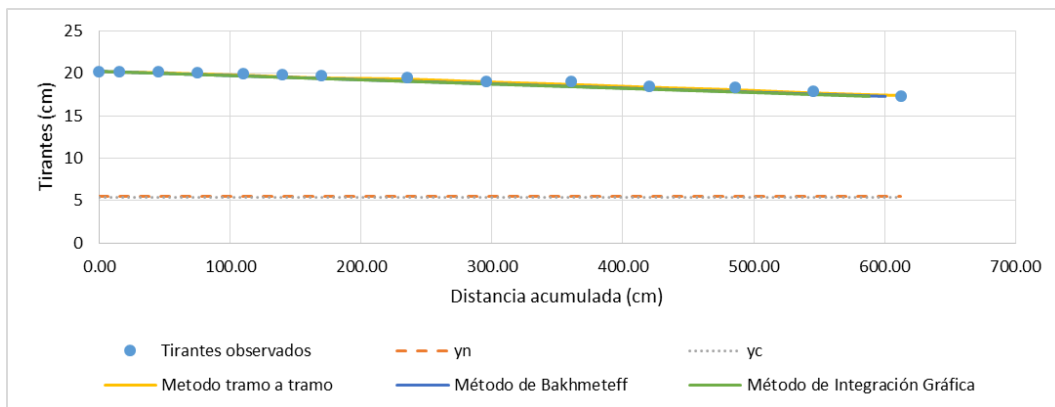
GRAFICA 5. 100: Comparación de métodos, $S_o = 0.5\%$, $Q = 11.901 \text{ lt/s}$



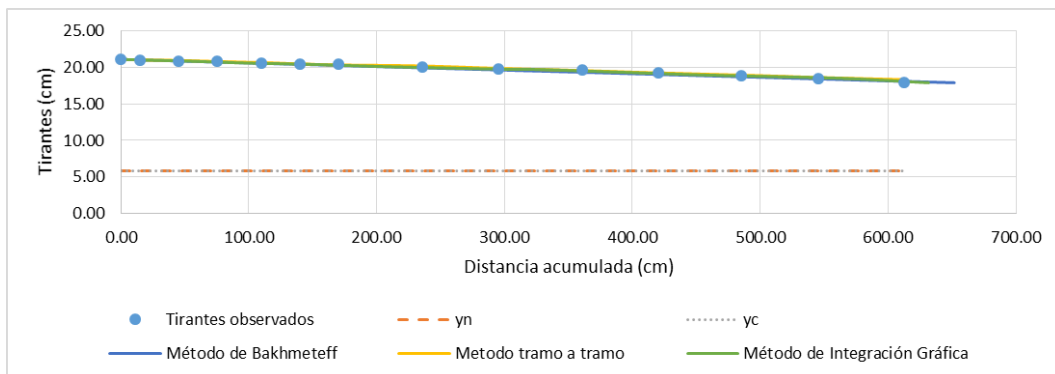
GRAFICA 5. 101: Comparación de métodos, $S_o= 0.5\%$, $Q= 15.006 \text{ lt/s}$



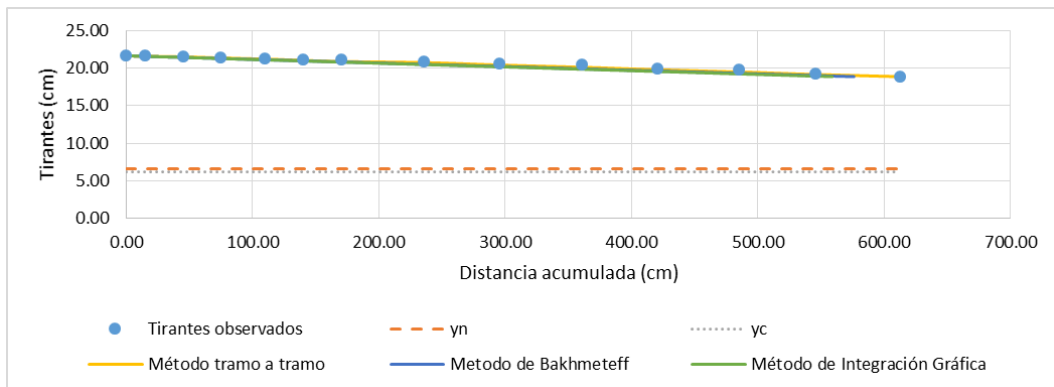
GRAFICA 5. 102: Comparación de métodos, $S_o= 0.5\%$, $Q= 16.857 \text{ lt/s}$



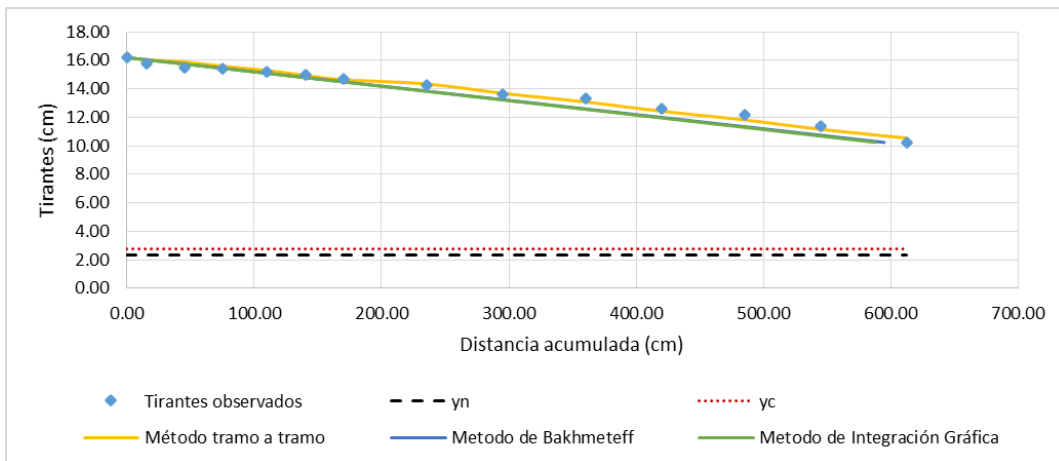
GRAFICA 5. 103: Comparación de métodos, $S_o= 0.5\%$, $Q= 18.740 \text{ lt/s}$



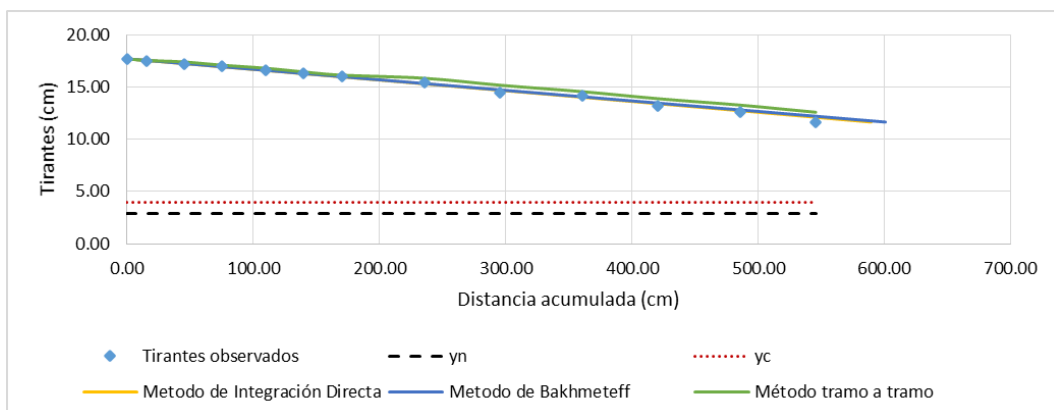
GRAFICA 5. 104: Comparación de métodos, $S_o= 0.5\%$, $Q= 20.510 \text{ lt/s}$



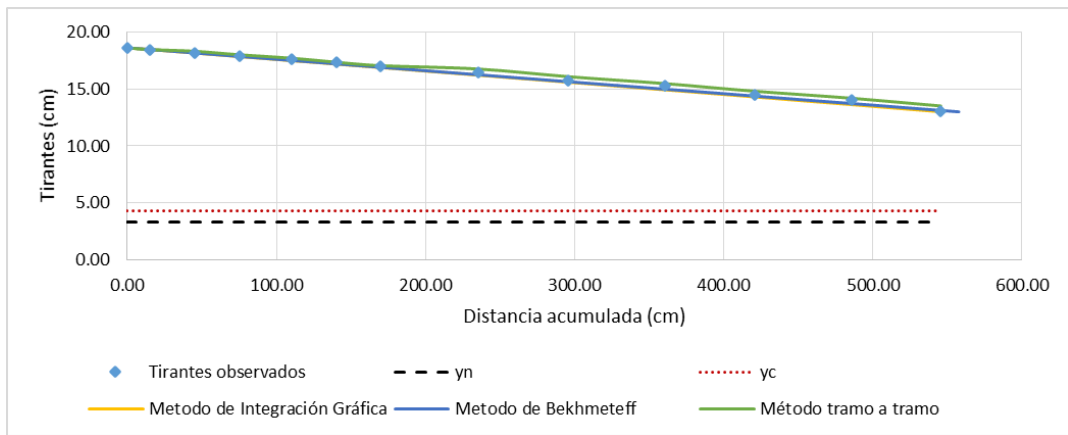
GRAFICA 5. 105: Comparación de métodos, $S_o= 1.0\%$, $Q= 6.053 \text{ lt/s}$



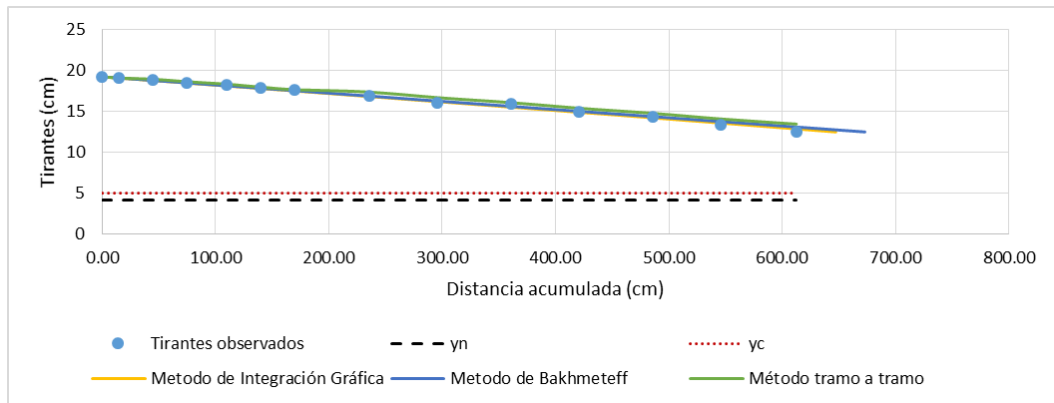
GRAFICA 5. 106: Comparación de métodos, $S_o= 1.0\%$, $Q= 10.566 \text{ lt/s}$



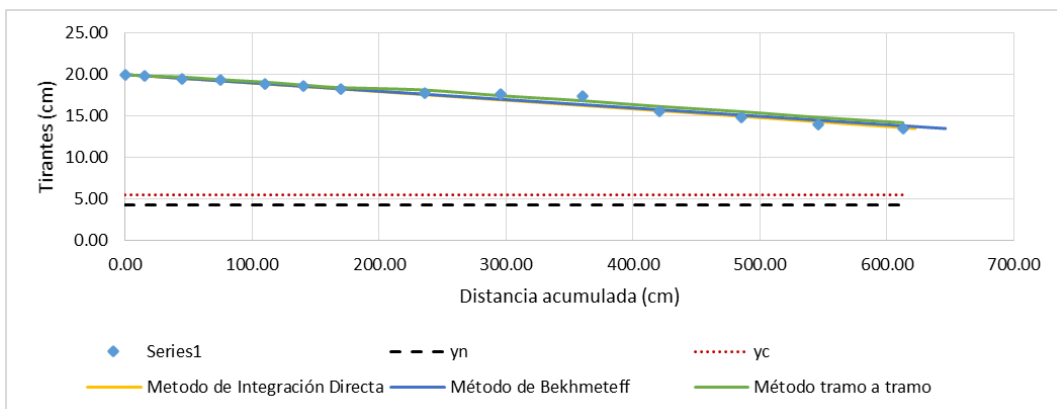
GRAFICA 5. 107: Comparación de métodos, $S_o= 1.0\%$, $Q= 11.901 \text{ lt/s}$



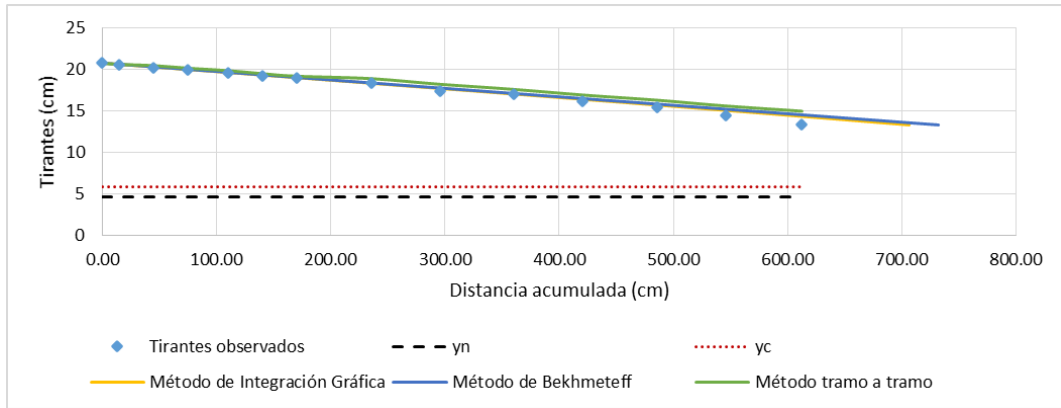
GRAFICA 5. 108: Comparación de métodos, $S_o= 1.0\%$, $Q= 15.006 \text{ lt/s}$



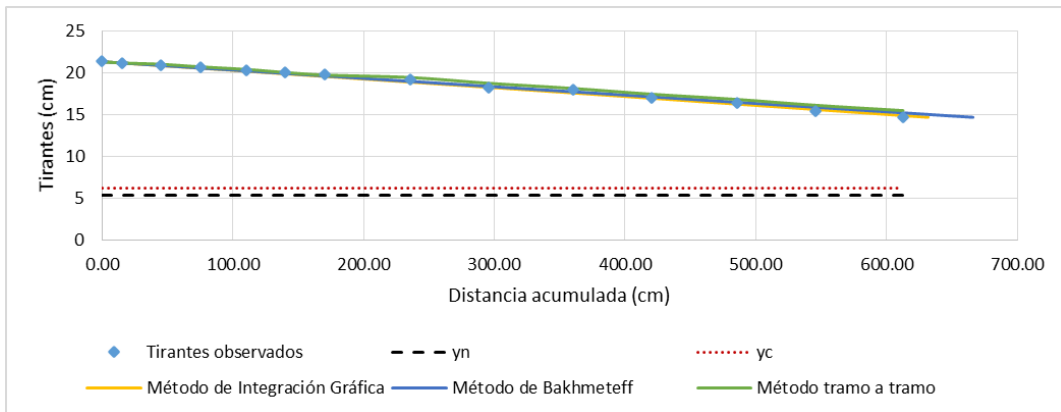
GRAFICA 5. 109: Comparación de métodos, $S_o= 1.0\%$, $Q= 16.857 \text{ lt/s}$



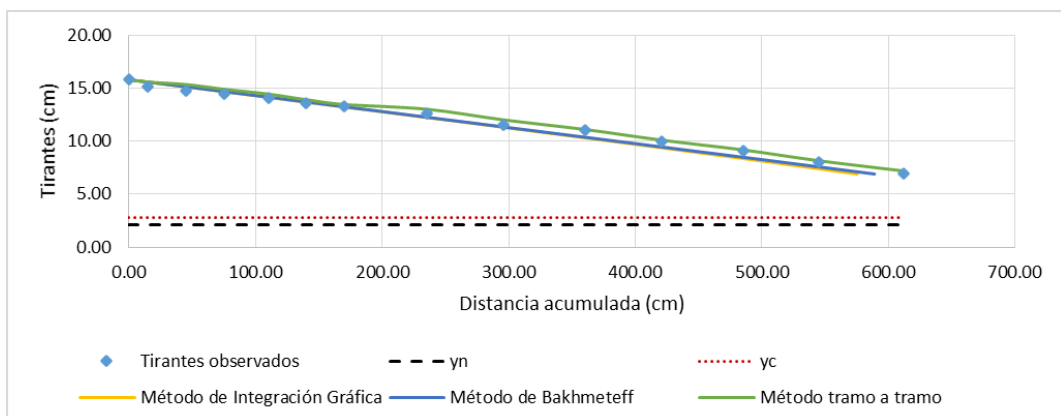
GRAFICA 5. 110: Comparación de métodos, $S_o= 1.0\%$, $Q= 18.740$ lt/s



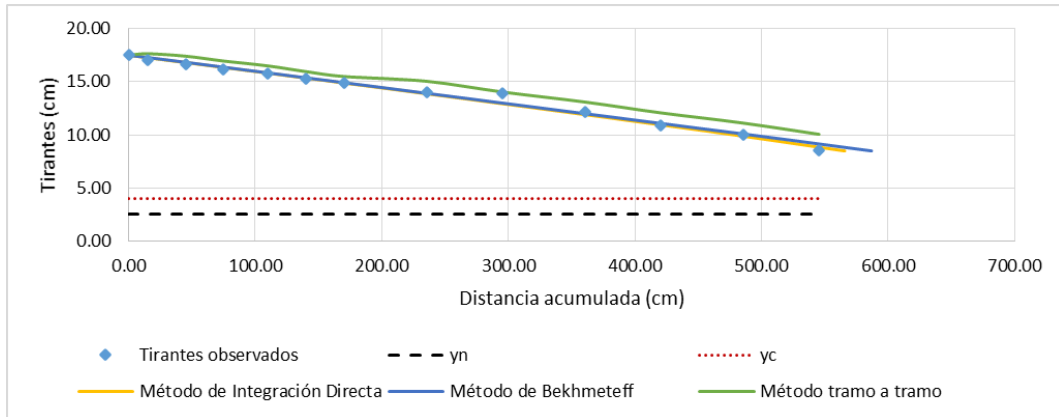
GRAFICA 5. 111: Comparación de métodos, $S_o= 1.0\%$, $Q= 20.510$ lt/s



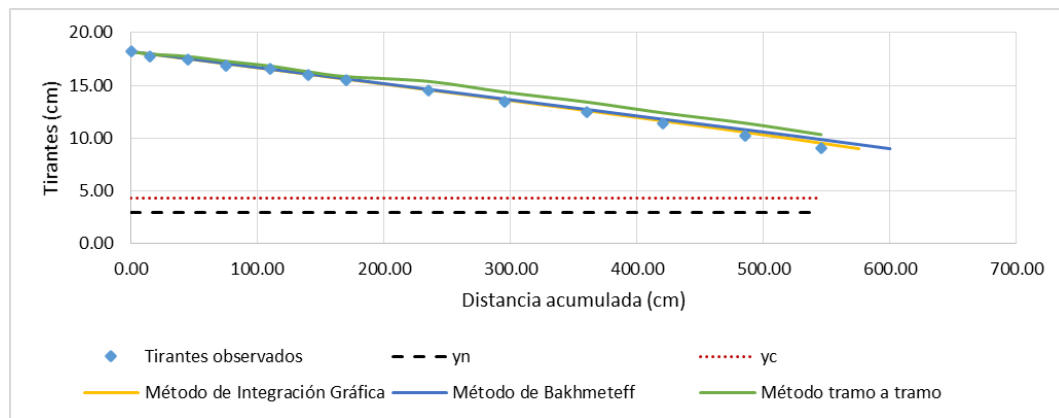
GRAFICA 5. 112: Comparación de métodos, $S_o= 1.5\%$, $Q= 6.053$ lt/s



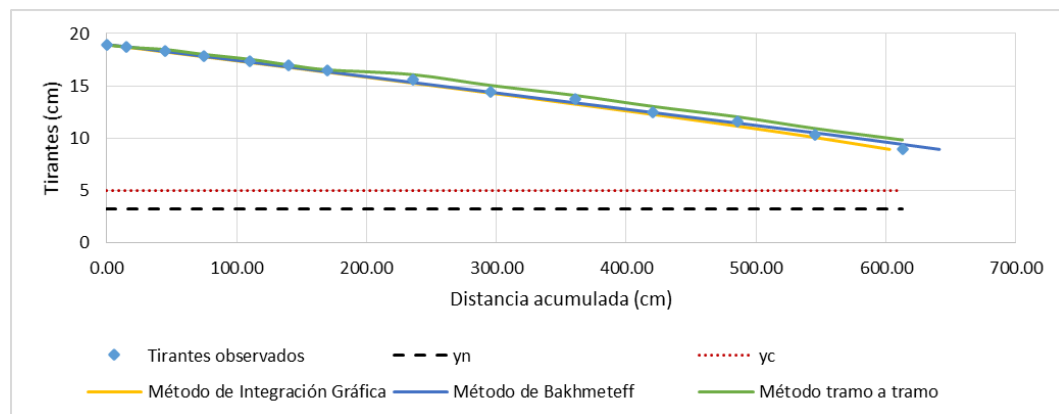
GRAFICA 5. 113: Comparación de métodos, $S_o = 1.5\%$, $Q = 10.566 \text{ lt/s}$



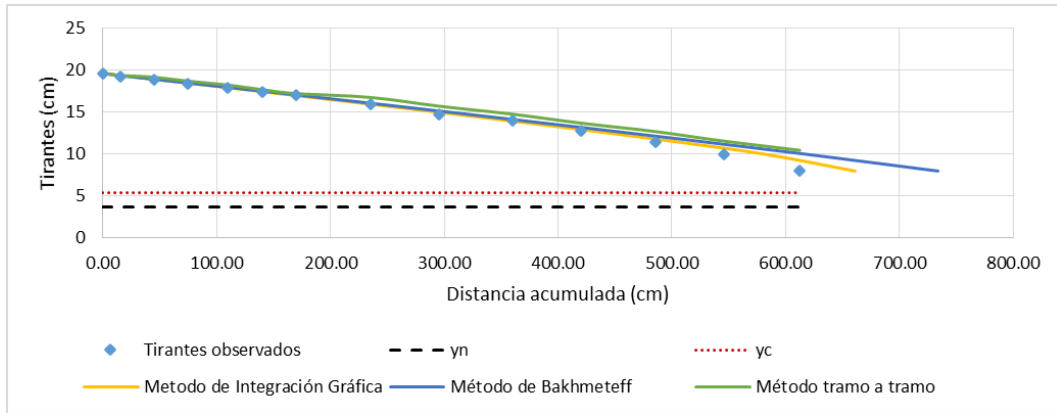
GRAFICA 5. 114: Comparación de métodos, $S_o = 1.5\%$, $Q = 11.901 \text{ lt/s}$



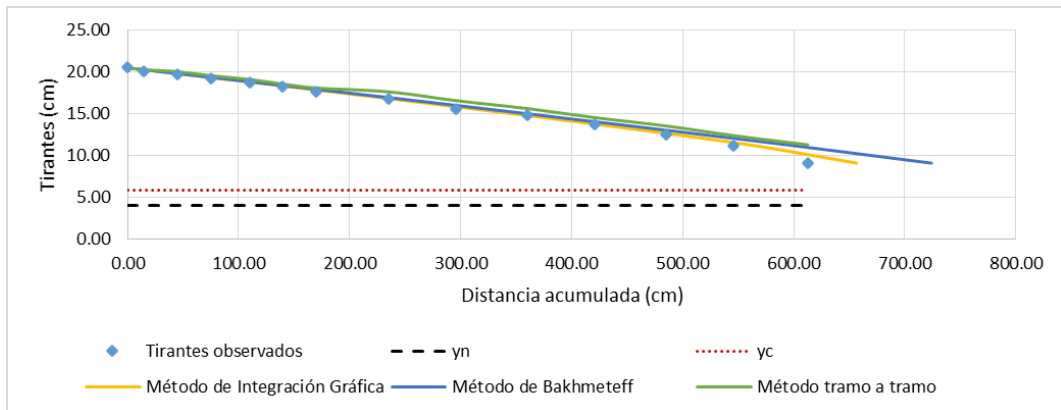
GRAFICA 5. 115: Comparación de métodos, $S_o = 1.5\%$, $Q = 15.006 \text{ lt/s}$



GRAFICA 5. 116: Comparación de métodos, $S_o= 1.5\%$, $Q= 16.857 \text{ lt/s}$



GRAFICA 5. 117: Comparación de métodos, $S_o= 1.5\%$, $Q= 18.740 \text{ lt/s}$



GRAFICA 5. 118: Comparación de métodos, $S_o= 1.5\%$, $Q= 20.510 \text{ lt/s}$

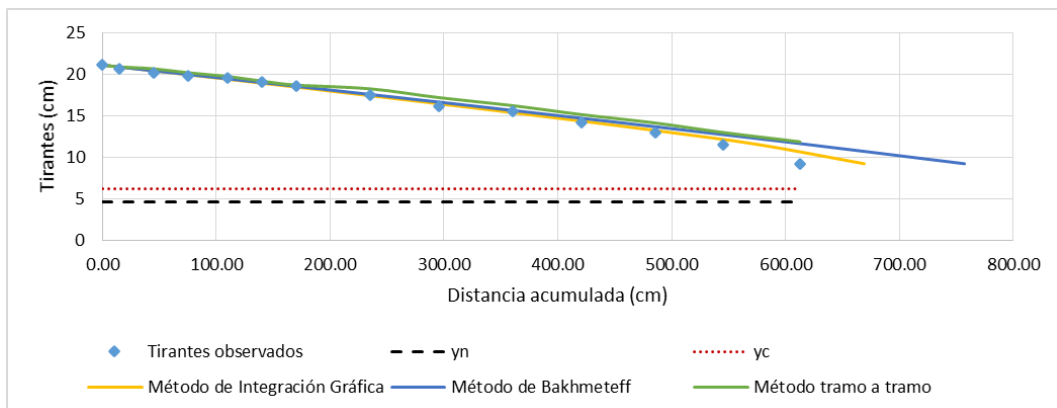


TABLA 5. 77: RESUMEN DE RESULTADOS

EQUIPOS	Medición de Caudales			
	Rango de caudales (lt/s)	Ecuación Generada	Ecuación teórica corregida	Ecuación manual corregida
Vertedero tipo Cipolletti	5.88 - 9.11	$Q=0.5662 \cdot H^{1.4077}$	$Q=(1.7118) \cdot (1.860) \cdot LH \cdot H^{3/2}$	
Orificio	6.52 - 10.02	$Q=1.9856 \cdot H^{0.5722}$	$Q=(0.618) \cdot A \cdot \sqrt{gH}$	
Aforador Parshall	8.80 - 18.88	$Q=0.2261 \cdot Ha^{1.5393}$	$Q=(1.094) \cdot (0.2051) \cdot Ha^{1.5414}$	
Aforador Venturi	6.72 - 21.04	$Q=0.2065 \cdot Ho^{1.5064}$	$Q=(1.0299) \cdot (0.525) \cdot bs \cdot Ho^{3/2} \cdot \sqrt{g}$	$Q=(0.9786) \cdot \mu \cdot bs \cdot Ho^{3/2} \cdot 0.04429$
Vertedero de pared gruesa	5.29 - 22.66	$Q=0.5236 \cdot H^{1.461}$	$Q=(0.9383) \cdot 1.7 \cdot L \cdot H^{3/2}$	
Vertedero tipo Crump	6.05 - 20.51	$Q=0.4266 \cdot h^{1.6643}$	$Q=(1.0304) \cdot 0.63 \cdot b \cdot h^{3/2} \cdot \sqrt{g}$	$Q=(1.2612) \cdot b \cdot Cv \cdot h^{(3/2)} \cdot 0.01983$
Energía Especifica				
Análisis				
Aforador Venturi	Se presentó un rango de 10 - 22 cm de energía mínima, alcanzando un máximo de 13 a 24 cm, para los caudales estudiados.			
Vertedero de pared gruesa	Se presentó un rango de 4.75 - 12.5 cm de energía mínima, alcanzando un máximo de 16.84 a 37.48 cm, para los caudales estudiados.			
Tipos de Flujo				
Análisis - Flujo Gradualmente Variado				
Vertedero tipo Crump	Para las pendientes estudiadas 0.5, 1.0 y 1.5%, se presentaron perfiles de flujo M1, C1 y S1, de acuerdo a como se incrementaba el caudal.			
	Se presentó una curva del tipo Remanso, con flujos subcríticos aguas arriba.			
	El método que más se ajusta a la realidad es el método de tramo a tramo.			

CONCLUSIONES

De los equipos hidráulicos:

1. Los materiales a base de madera usados para la construcción de los vertederos y el orificio, resultaron eficientes al momento de ejecutar la práctica experimental, ya que no presentaron ninguna falla, y la toma de medidas fue realizada de la mejor manera.
2. El uso del material de acrílico para los aforadores, ayudo a la mejor visualización de los fenómenos producidos en el interior de estos, y su resistencia a la fuerza producida por el flujo fue muy eficiente, ya que no se presentaron daños en los equipos.
3. Con el diseño realizado, se puede dar paso a la fabricación de más equipos con las mismas especificaciones, ya que el presupuesto es mucho más barato con respecto a equipos que venden las empresas más industrializadas, ya que cumplen las mismas características y eficiencias al momento de ejecutar las practicas.

Del vertedero Cipolletti:

4. El vertedero de pared delgada tipo Cipolletti que se diseñó, tuvo como aforamiento un caudal máximo aproximado de 10 litros por segundo.
5. Al generar una ecuación de calibración para el vertedero Cipolletti, y compararla con los caudales observados, se presentaron errores en un promedio menor al 5%, que era el ideal. Además, la corrección para el caudal teórico, dio un resultado de **1.7118**, la cual ayudo a que se aproximaran lo resultados a las mediciones reales.
6. Para el flujo sumergido en el vertedero Cipolletti, se generaron dos factores de corrección para la fórmula del caudal teórico, siendo **1.5996**, para un rango de $0.20 < H/h < 0.30$, y **1.5472**, para $0.30 < H/h < 0.45$, con respecto a la relación en las alturas de carga.

Del orificio:

7. El diseño que se hizo para el orificio de pared delgada, afora un caudal máximo aproximado de 10.5 litros por segundo, para un diámetro de 10.5 cm.

8. Al comparar los caudales observados con los caudales generados en el orificio, se puede observar que la ecuación general $Q_r = KH^n$ es la que presenta menor error de medición con respecto al caudal real. Sin embargo, la ecuación teórica también tiene un error por debajo del 5%, por lo que tiene una buena aceptación para los cálculos.
9. Con respecto al flujo totalmente sumergido en orificios, se calculó un coeficiente de descarga de **0.6282**, la cual, aplicada a la fórmula para el orificio, da una mayor confiabilidad al momento de compararlo con el caudal real. Para el flujo parcialmente sumergido, no se pudo presentar un factor de corrección ya que el error era demasiado alto.

Del Aforador Parshall:

10. El aforador Parshall, tiene una capacidad máxima 20 lt/s, ya que a partir de eso se observó que el flujo ya no era uniforme.
11. Para el análisis teórico del caudal en un aforador Parshall, existen varias fórmulas, coeficientes y tablas para designar valores de caudales para determinadas dimensiones de gargantas, pero se determinó que es más confiable y preciso encontrar la ecuación propia para cada uno que se construya, con base en la calibración experimental de los mismos y obtener porcentajes de error menores al 5%.
12. Por lo general los aforadores Parshall, operan a condiciones no sumergidas o de descarga libre, por lo que se debe tener cuidado al momento de tomar las mediciones si se presentara sumersión, ya que, de no tomarse bien los datos, podrían alterar las mediciones en los caudales.

Del Aforador Venturi:

13. En la calibración del Aforador Venturi para la determinación de caudales, se observó que la ecuación generada, la proporcionada por el manual, y la teórica, proporcionan una confiabilidad en sus resultados, ya que el error medido es menor al 5%, de ser necesario la mayor exactitud, se pueden usar los coeficientes de calibración

mostrados en los resultados. Cabe mencionar que la toma de la altura de carga se hizo al inicio del aforador.

14. La energía específica que actúa sobre el aforador Venturi, se ha presentado de forma variable, según el análisis que se realizó, se pudo observar, que el flujo aguas arriba antes de ingresar al equipo, la energía va de forma creciente de acuerdo a como aumentan los tirantes, debido a las condiciones de remanso.
15. Al ingresar el flujo en el aforador, se produce un estrechamiento en el ingreso del agua, lo que provoca que el flujo sufra pérdidas de carga hasta llegar a un punto crítico, de acuerdo a todos los caudales analizados, el tirante crítico se presentaron en los puntos 7 a 8 (de 35 a 40 cm de distancia desde el inicio del aforador), de acuerdo a como va aumentando el caudal, produciéndose pérdidas de energía en la angostura donde se encuentran ubicados dichos tramos.
16. Y aguas abajo el flujo presenta un aumento en su energía, según vaya disminuyendo sus tirantes.
17. Para el flujo sumergido, de acuerdo a como se ubique la altura de la compuerta aguas abajo, se producirán los cambios de energía, como se analizaron con compuertas a 5.0, 7.5 y 10.0 cm, de acuerdo a como se iba aumentando el caudal, por lo que se tuvo un rango crítico variable, y el flujo en un régimen subcrítico.

Del vertedero de pared gruesa:

18. La ecuación que mejor se ajusta para el cálculo de caudales, para el vertedero de pared gruesa, es la que se generó, ya que presenta menor error en comparación a la ecuación teórica, sin embargo, esta ecuación también es confiable, ya que presenta errores menores a 5.0%, para lo cual se usará como coeficiente de descarga **0.9383**.
19. Colocado el vertedero, aguas arriba se notó un incremento pequeño con respecto a la energía, hasta antes de que ingrese el flujo sobre el vertedero; y para aguas abajo también se generó un aumento en su energía, ya que las velocidades pasaban a un régimen de flujo supercrítico.

20. La energía mínima que se presenta en el vertedero de pared gruesa, se encuentra a 15 y 20 cm (puntos 3 y 4), desde el inicio del vertedero, esto varía de acuerdo al aumento del caudal, en estas secciones también se presentan los rangos críticos, y a partir del punto 4 hacia adelante, el flujo se vuelve supercrítico, habiendo un aumento en su energía.
21. El flujo sumergido para el vertedero de pared gruesa, su energía se mantuvo en un régimen subcrítico, a partir del caudal Q_2 , se mostró que sobre el vertedero pasaba de un punto supercrítico, pero era pequeño, ya que pasaba aguas abajo recuperaba un régimen subcrítico.

Del Vertedero tipo Crump:

22. La ecuación que mejor se ajusta a la determinación de los caudales reales, para vertedero de cresta ancha tipo Crump, fue la ecuación generada, ya que presenta errores mínimos, a diferencia de las formulas proporcionadas por el manual del canal y la formula teórica, pero en el caso de la fórmula presentada por el manual presenta errores grandes, y la formula teorica se ajusta mejor al vertedero, estando el error entre un 5%, por lo que también podría usarse.
23. Los datos tomados para el análisis del flujo gradualmente variado se hicieron a través de todo el canal con la finalidad de tener un mejor perfil de análisis.
24. El método tramo a tramo, presento más exactitud con respecto a los datos observados, a diferencia de los otros métodos.
25. El método de Bakhmeteff, presento un error menor con respecto a las distancias acumuladas para los tirantes observados, para pendientes entre 0.5%, a diferencia del método de Integración gráfica, presento mejor ajuste para pendientes de 1.0% a 1.5%, pero el error era mínimo entre ambos métodos.
26. Las comparaciones realizadas muestran que los métodos de cálculo dan como resultado datos aproximados, esto debido a que los distintos métodos de cálculo toman en cuenta situaciones ideales,

excluyendo situaciones que se presentan en la modelación real de los perfiles de flujo.

Finalmente:

27. Con el desarrollo del manual de laboratorio para el estudio del comportamiento de los flujos, influenciado por los dispositivos fabricados para canales abiertos, se proporciona una herramienta útil para el estudio adecuado de este tipo especial de flujo.
28. El presente trabajo de graduación, pretende ser una fuente de consulta para el estudiante de ingeniería civil.

RECOMENDACIONES

1. Para llevar a cabo los ensayos con los equipos, se deberán ubicar estos prototipos, en la mitad del canal, con la finalidad de que en este punto el flujo tiene a ser más estable.
2. Los datos que se tomen para la determinación del caudal, se deberán hacer como indican los manuales, ya que esto ayudara a obtener el resultado más exacto en la medición realizada.
3. Para comprobar con mayor exactitud los datos de caudal, se deberá tomar al menos tres datos de aforamiento volumétrico.
4. Para evitar fugas al momento de colocar los equipos, se deberán ajustar bien con los dispositivos de fijación en el interior del canal, con el fin de que no altere a estabilidad de los dispositivos.
5. Al momento de accionar el flujo del canal, se deberá regular la válvula de conducción del agua gradualmente, a fin de evitar que haya desbordes en el canal.
6. La toma de las alturas de carga (H), se deberán hacer cuando el flujo se haya estabilizado, por lo menos unos 30 segundos.
7. Para la toma de datos para el flujo gradualmente variado, se deberán tomar por lo menos diez datos, con la finalidad de hacer un análisis más preciso.
8. Al momento de trabajar en el canal de pendiente variable, se deberá tomar precauciones con respecto a los apagados de emergencia, ya que, si ocurre un apagado accidental, las mediciones pueden variar.

REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

1. Alonzo, A. (2013). *Medición de Flujo en Orificios y Compuertas*. Guatemala: Universidad de San Carlos de Guatemala.
2. ANA. (2010). *Manual: Criterios de diseños de obras hidráulicas para la formulación de proyectos hidráulicos multisectoriales y de afianzamiento hídrico*. Lima: Autoridad Nacional del Agua.
3. Bos, M., Repogle, J., & Clemmens, A. (1986). *Aforadores de caudal para canales abiertos*. Países Bajos: International Institute for Land Reclamation and Improvement.
4. Chow, V. T. (1988). *Hidráulica de canales abiertos*. Illinois: Mc Graw-Hill.
5. Cone, V. (s.f.). *The Venturi Flume*. U.S.A: United States Department of Agriculture.
6. Didacta Italia. (2015). *Canal de Pendiente Variable longitudes 10-12-15 y 20 metros. Manual Operativo y Ejercicios Didácticos*. Italia: Didacta Italia.
7. Eb Pareja, J. E. (2012). Análisis experimental de algunas pérdidas locales de energía en canales de sección rectangular abiertos. México D. F.: Universidad Nacional Autónoma de México.
8. Espir, J., & Morales, J. (2015). *Evaluación de Fenómenos Hidráulicos en el canal Chaquin del sistema de riego del valle de Virú primer Tramo*. Trujillo: Universidad Privada Antenor Orrego.
9. IMTA. (1988). *Manual de estructuras de aforo*. México D.F.: Instituto Mexicano de Tecnología del Agua.
10. Kuczynski, P. P. (2016). *Plan de Gobierno 2016-2021*. Lima.
11. Lorenzo, E., Bellón, D., & Lopez, G. (2010). *Flujo rápidamente variado*. Montevideo: Universidad de la República.
12. Lux, M. (2010). *Medidores de flujo en canales abiertos*. Guatemala: Universidad de San Carlos de Guatemala.

13. Marín, C., Menjívar, M., & Zavaleta, J. (2012). *Diseño y construcción de un canal hidráulico de pendiente variable para uso didáctico e investigación*. El Salvador: Universidad de El Salvador.
14. Martínez, H. (2011). *Evaluación experimental de los coeficientes de gasto utilizados en fórmulas de vertederos en diferentes condiciones de operación*. Lima: Universidad Nacional de Ingeniería.
15. Montejo, A. (2000). *Análisis de perfil de flujo gradualmente variado en canales*. Veracruz: Universidad Veracruzana.
16. Parshall, R. (1928). *The improved venturi flume*. Colorado: The Colorado Agricultural College.
17. Pérez, L. (2005). *Nociones sobre orificios y vertederos, tipos de escurrimiento uniforme en canales, remansos y resaltos, y su relación con la sedimentación y la corrosión en cloacas*. Argentina: Universidad de Buenos Aires.
18. Rocha Felices, A. (2007). *Hidráulica de Tuberías y Canales*. Lima: Publicaciones Universidad Nacional de Ingeniería.
19. USBR. (1978). *Design of small canal structures*. Colorado: United States of Bureau Reclamation.
20. Villón, M. (2007). *Hidráulica de Canales*. Lima: Editorial Villón.

ANEXOS

ANEXO 01: GUIAS DIDACTICAS

VERTEDERO DE PARED DELGADA TIPO CIPOLLETTI

VERTEDERO DE PARED DELGADA TIPO CIPOLLETTI: Medición de caudales.

I. Objetivos.

Estudiar el tipo de vertedero trapezoidal.

Tomar mediciones de las alturas de cargas en el vertedero.

Calcular los caudales con las formulas teóricas.

II. Descripción del Equipo

El equipo usado para nuestro estudio, es el canal de pendiente variable. En este equipo se pueden controlar las pendientes tanto negativas como positivas.

El equipo comprende:

- Un canal rectangular abierto de 10.0 m de longitud, unidas por ocho elementos metálicos con vidrio en cada cara lateral, provistas con tomas de presión en el fondo. Las bridas de empalme de los diversos elementos están diseñadas especialmente para colocar diversos accesorios.
- Una sección rectangular de 0.30 m de ancho y una altura de 0.45 cm.
- Un motor hidráulico para el cambio de pendientes que varían entre -0.5° a 3° .
- Cuenta con dos compuertas verticales, tanto al inicio del canal como al final del canal, la cual ayuda a controlar los niveles del agua.
- Medidor de velocidad digital y medidor de tirantes digital.
- Tubo de Pitot con manómetro de vidrio en U.

Para la medición del caudal, cuenta con una válvula de regulación en la tubería de conducción, acoplado a un caudalímetro, que tiene un rango de 20 a 200 m³/hr.

III. Vertedero tipo Cipolletti de pared delgada.

El vertedero es un dispositivo utilizado para controlar y medir pequeños caudales de líquidos que se transportan a superficie libre.

De acuerdo a su forma, existe el vertedero tipo trapezoidal, siendo uno de ellos el tipo Cipolletti, en honor a su inventor, el italiano Ingeniero Cesare Cipolletti.

Cipolletti procuró determinar un vertedero que compensara el decrecimiento del caudal debido a las contracciones laterales por medio de las partes triangulares del vertedero, con la ventaja de evitar la corrección en los cálculos.

Para estas condiciones, el talud será **1:4** (1 horizontal para 4 vertical).

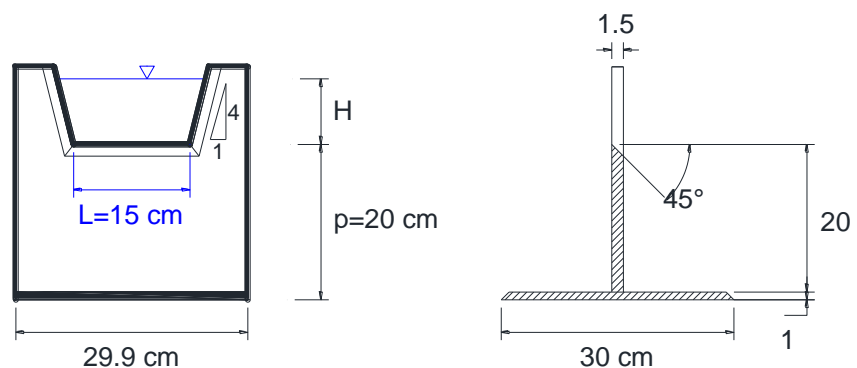


Fig1. Vertedero Cipolletti de Pared Delgada.

Calculo del caudal

La determinación del caudal para el vertedero Cipolletti de pared delgada se realiza aplicando la siguiente ecuación:

$$Q = 1.86 * \mu * L * H^{3/2}$$

Donde:

- Q : caudal (m³/s)
- μ : Coeficiente de corrección, $\mu=1.7118$
- L : ancho efectivo del vertedero (m).
- H : Altura de carga del agua (m).

IV. PROCEDIMIENTO.

1. Colocar en el canal el accesorio que corresponde al vertedero Cipolletti (preferentemente en posición central). Este será colocado por el operario del laboratorio.
2. Realizar las mediciones del umbral (p), ancho del vertedero (L).
3. Fijar la pendiente del canal $S= 0\%$.
4. Accionar la electrobomba desde el tablero de mando.
5. Accionar la válvula mariposa y la compuerta aguas arriba hasta obtener el caudal deseado.
6. Esperar que el flujo se estabilice y posicionar el medidor de nivel en proximidad del vertedero, a una distancia aproximada de $4H$ de la cresta del vertedero.
7. Tomar la medición de la altura de carga, H .
8. Variar el caudal del canal y repetir el procedimiento desde el punto 6 hasta obtener por lo menos un conjunto de 5 datos.

V. OBTENCION DE DATOS Y RESULTADOS

Medición	p (cm)	Datos (cm)		Q (lt/s)
		H	L	
1				
2				
3				
4				
5				
6				

VI. CUESTIONARIO

- Hacer el cálculo y comparar con la siguiente ecuación: $Q= 0.5662 \cdot H^{1.4077}$
- Definir la tabla H vs Q.

VII. BIBLIOGRAFIA

Rocha Felices, A. (2007). **Hidráulica de Tuberías y Canales**. Lima: Publicaciones Universidad Nacional de Ingeniería.

ORIFICIO DE PARED DELGADA

ORIFICIO DE PARED DELGADA: Medición de caudales y derivación de flujo.

I. Objetivos.

Estudiar el uso de los orificios en canales abiertos.

Tomar mediciones de las alturas de cargas en el orificio.

Calcular los caudales con las formulas teóricas, para flujo en descarga libre y totalmente sumergido.

II. Descripción del Equipo

El equipo usado para nuestro estudio, es el canal de pendiente variable. En este equipo se pueden controlar las pendientes tanto negativas como positivas.

El equipo comprende:

- Un canal rectangular abierto de 10.0 m de longitud, unidas por ocho elementos metálicos con vidrio en cada cara lateral, provistas con tomas de presión en el fondo. Las bridas de empalme de los diversos elementos están diseñadas especialmente para colocar diversos accesorios.
- Una sección rectangular de 0.30 m de ancho y una altura de 0.45 m.
- Un motor hidráulico para el cambio de pendientes que varían entre -0.5° a 3° .
- Cuenta con dos compuertas verticales, tanto al inicio del canal como al final del canal, la cual ayuda a controlar los niveles del agua.
- Medidor de velocidad digital y medidor de tirantes digital.
- Tubo de Pitot con manómetro de vidrio en U.

Para la medición del caudal, cuenta con una válvula de regulación en la tubería de conducción, acoplado a un caudalímetro, que tiene un rango de 20 a 200 m³/hr.

III. ORIFICIO DE PARED DELGADA.

Los orificios son estructuras cuya función principal es la toma o derivación de los flujos, tanto para condiciones de descarga libre o sumergida

Los orificios que mayormente se usan para la medición tienen forma circular o rectangular y se colocan en un plano vertical perpendicular a la dirección del flujo, de preferencia con descarga sumergida.

En la figura 1 se presentan las características geométricas del orificio en estudio.

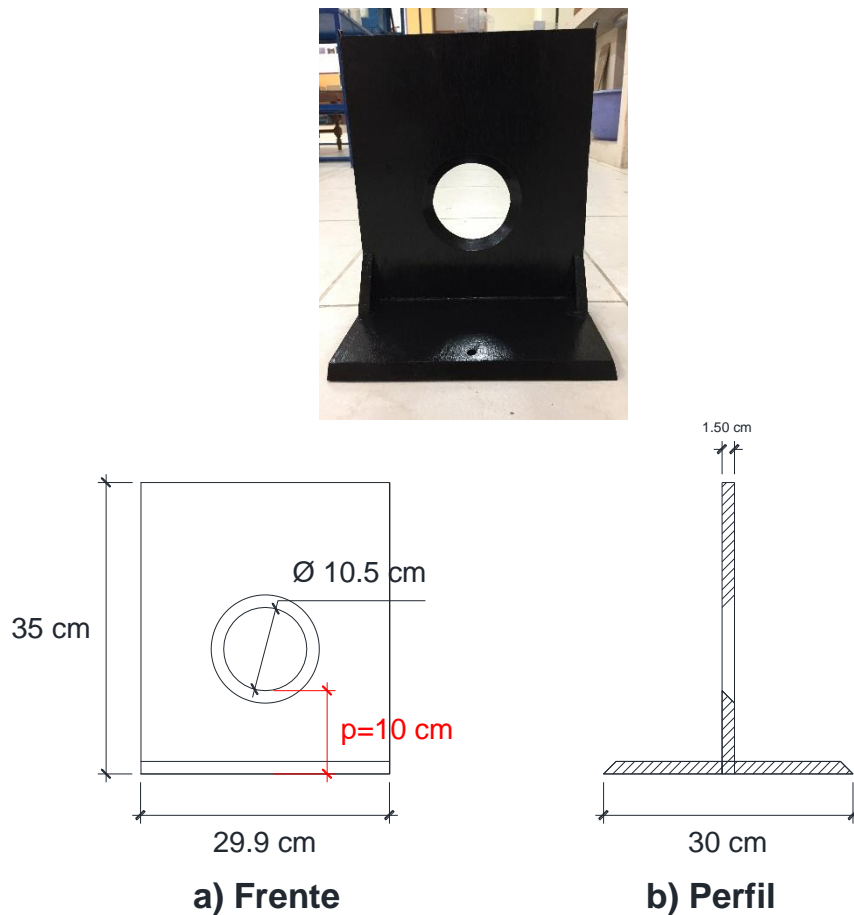


Fig1. Vertedero Cipolletti de Pared Delgada.

Calculo del caudal

Descarga Libre y totalmente sumergida

La determinación del caudal para el Orificio de pared delgada se realiza aplicando la siguiente ecuación:

$$Q = Cd * A * \sqrt{2gH}$$

Donde:

Q : caudal (m³/s)

Cd : Coeficiente de descarga, para descarga libre

Cd= 0.618, y para condiciones sumergidas Cd= 0.6282

A : Área del orificio, D=10.5 cm (m²).

H : Altura de carga del agua (m).

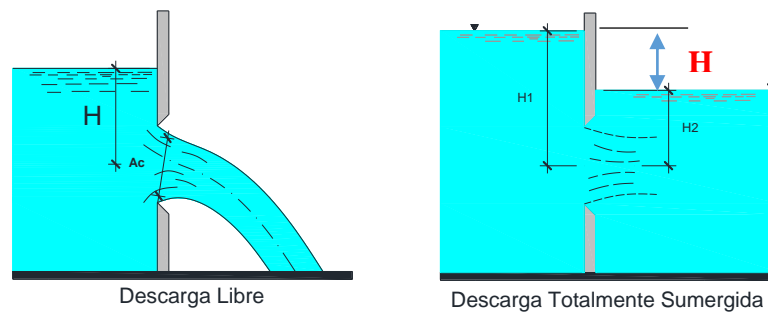


Fig2. Perfiles de descarga en orificios.

IV. PROCEDIMIENTO.

1. Colocar en el canal el accesorio que corresponde al Orificio de pared delgada (preferentemente en posición central). Este será colocado por el operario del laboratorio.
2. Realizar las mediciones del umbral (p), diámetro del orificio
3. Fijar la pendiente del canal S= 0%.
4. Accionar la electrobomba desde el tablero de mando.
5. Accionar la válvula mariposa y la compuerta aguas arriba hasta obtener el caudal deseado.
6. Esperar que el flujo se estabilice y posicionar el medidor de nivel en proximidad del orificio, tanto para descarga libre, como totalmente sumergido.
7. Tomar la medición de la altura de carga, H.

8. Variar el caudal del canal y repetir el procedimiento desde el punto 6 hasta obtener por lo menos un conjunto de 5 datos.

V. OBTENCION DE DATOS Y RESULTADOS

Descarga Libre

Medición	D (cm)	Datos (cm)	Q (lt/s)
		H	
1			
2			
3			
4			
5			

Descarga totalmente sumergida

Medición	D (cm)	Datos (cm)		Q (lt/s)
		H1	H2	
1				
2				
3				
4				
5				

VI. CUESTIONARIO

- Hacer el cálculo y comparar con la siguiente ecuación: $Q = 1.9856 * H^{0.5722}$
- Definir la tabla H vs Q.
- Determinar los coeficientes de velocidad C_v y coeficientes de contracción C_c .

VII. BIBLIOGRAFIA

Villón, M. (2007). **Hidráulica de Canales**. Lima: Editorial Villón.

AFORADOR PARSHALL

AFORADOR PARSHALL: Medición de caudales y derivación de flujo.

I. Objetivos.

Estudiar este tipo de aforador en canales abiertos.

Tomar mediciones de las alturas de cargas en el aforador.

Calcular los caudales con las formulas teóricas, para flujo en descarga libre.

II. Descripción del Equipo

El equipo usado para nuestro estudio, es el canal de pendiente variable. En este equipo se pueden controlar las pendientes tanto negativas como positivas.

El equipo comprende:

- Un canal rectangular abierto de 10.0 m de longitud, unidas por ocho elementos metálicos con vidrio en cada cara lateral, provistas con tomas de presión en el fondo. Las bridas de empalme de los diversos elementos están diseñadas especialmente para colocar diversos accesorios.
- Una sección rectangular de 0.30 m de ancho y una altura de 0.45 m.
- Un motor hidráulico para el cambio de pendientes que varían entre -0.5° a 3° .
- Cuenta con dos compuertas verticales, tanto al inicio del canal como al final del canal, la cual ayuda a controlar los niveles del agua.
- Medidor de velocidad digital y medidor de tirantes digital.
- Tubo de Pitot con manómetro de vidrio en U.

Para la medición del caudal, cuenta con una válvula de regulación en la tubería de conducción, acoplado a un caudalímetro, que tiene un rango de 20 a 200 m³/hr.

III. AFORADOR PARSHALL.

Es uno de los aforadores más exacto para canales. El aforador consta de tres tramos principales: un tramo de convergencia en la entrada, una garganta paralela uniforme y una transición de salida, así como se muestran en la siguiente figura.

El funcionamiento de este tipo de estructura está dado de la siguiente manera. La sección convergente de la entrada guía a la vena fluida suavemente hasta la cresta, que viene a ser la sección de control, en donde debido al cambio brusco de pendiente en el piso de la garganta, el agua escurre con un mínimo de energía, hasta que al salir de ella empieza a perder velocidad y como esta es menor en el canal aguas abajo, resulta que se produce un resalto hidráulico, cerca del extremo inferior de la garganta.

El equipo que se tiene está construido de acrílico transparente, lo que permite visualizar el fenómeno. La medición de la altura se toma a partir de las $\frac{2}{3}$ partes de la sección convergente, como se visualiza en la figura.

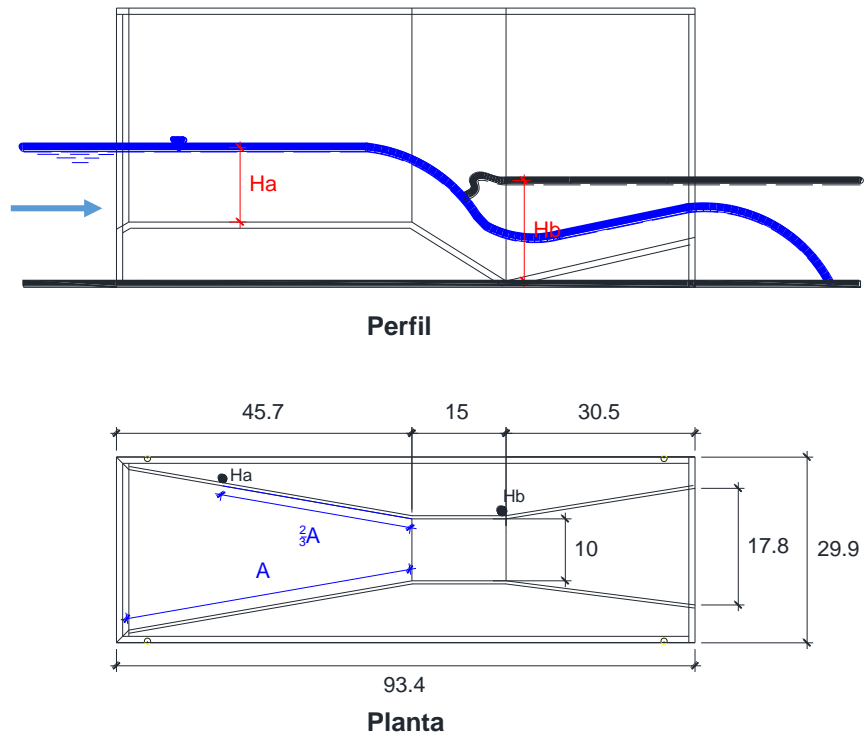


Fig 1. Aforador Parshall.

Calculo del caudal

La determinación del caudal para el aforador Parshall se realiza aplicando la siguiente ecuación:

$$Q = K * Ha^n$$

Donde:

Q : caudal (m³/s)

K y n : Coeficientes calculados para una garganta de W= 10 cm, siendo K: 0.2261 y n: 1.5393

Ha : Altura de carga del agua (m).

IV. PROCEDIMIENTO.

1. Colocar en el canal el accesorio que corresponde al Aforador Parshall (preferentemente en posición central). Este será colocado por el operario del laboratorio.
2. Fijar la pendiente del canal S= 0%.
3. Accionar la electrobomba desde el tablero de mando.
4. Accionar la válvula mariposa y la compuerta aguas arriba hasta obtener el caudal deseado.
5. Esperar que el flujo se estabilice y posicionar el medidor de nivel en proximidad del orificio, tanto para descarga libre.
6. Tomar la medición de la altura de carga, Ha.
7. Variar el caudal del canal y repetir el procedimiento desde el punto 6 hasta obtener por lo menos un conjunto de 5 datos.

V. OBTENCION DE DATOS Y RESULTADOS

Descarga Libre

Medición	Datos (cm)	Q (lt/s)
	Ha	
1		
2		
3		
4		
5		

VI. CUESTIONARIO

- Definir la tabla H vs Q.
- Corroborar si se presenta condiciones de sumersión en el aforador.

VII. BIBLIOGRAFIA

USBR. (1978). **Design of small canal structures**. Colorado: United States of Bereau Reclamation.

IMTA. (1988). **Manual de estructuras de aforo**. México D.F.: Instituto Mexicano de Tecnología del Agua.

AFORADOR VENTURI

AFORADOR VENTURI: Medición de caudales y derivación de flujo.

I. Objetivos.

Estudiar este tipo de aforados en canales abiertos.

Tomar mediciones de las alturas de cargas en el aforador.

Calcular los caudales con las formulas teóricas, para flujo en descarga libre.

II. Descripción del Equipo

El equipo usado para nuestro estudio, es el canal de pendiente variable. En este equipo se pueden controlar las pendientes tanto negativas como positivas.

El equipo comprende:

- Un canal rectangular abierto de 10.0 m de longitud, unidas por ocho elementos metálicos con vidrio en cada cara lateral, provistas con tomas de presión en el fondo. Las bridas de empalme de los diversos elementos están diseñadas especialmente para colocar diversos accesorios.
- Una sección rectangular de 0.30 m de ancho y una altura de 0.45 m.
- Un motor hidráulico para el cambio de pendientes que varían entre -0.5° a 3° .
- Cuenta con dos compuertas verticales, tanto al inicio del canal como al final del canal, la cual ayuda a controlar los niveles del agua.
- Medidor de velocidad digital y medidor de tirantes digital.
- Tubo de Pitot con manómetro de vidrio en U.

Para la medición del caudal, cuenta con una válvula de regulación en la tubería de conducción, acoplado a un caudalímetro, que tiene un rango de 20 a 200 m³/hr.

III. AFORADOR VENTURI.

El aforador Venturi es un dispositivo para la evaluación de caudales, este consta de un conducto convergente de entrada y uno divergente de salida, unido por otro denominado garganta, la cual genera un estrechamiento de la vena líquida, dando como resultado una diferencia de presiones.

La diferencia con el aforador Parshall, es que el canal Venturi, la superficie del piso es plana, además, de que su determinación de caudal es mucho más fácil a diferencia del Parshall, y su costo de construcción es mucho más económica.

El equipo que se tiene está construido de acrílico transparente, lo que permite visualizar el fenómeno. La medición de la altura se toma al principio del aforador aguas arriba.

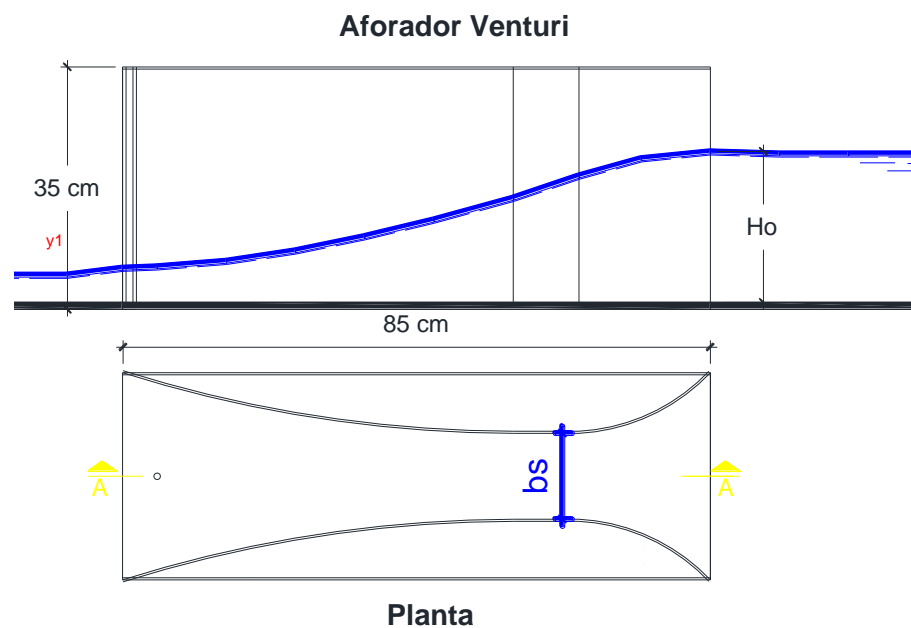


Fig 1. Aforador Venturi.

Calculo del caudal

La determinación del caudal para el aforador Venturi se realiza aplicando la siguiente ecuación:

$$Q = 0.525 * \mu * bs * Ho^{\frac{3}{2}} * \sqrt{g}$$

Donde:

Q : caudal (m^3/s)

μ : Coeficientes de corrección para una garganta de $b_s = 12.4$ cm, siendo $\mu = 1.0299$

H_o : Altura de carga del agua al inicio del aforador (m).

b_s : es la sección más angosta en el aforador, 12.4 cm.

g : aceleración de la gravedad, $9.81 m^2/s$

IV. PROCEDIMIENTO.

1. Colocar en el canal el accesorio que corresponde al Orificio de pared delgada (preferentemente en posición central). Este será colocado por el operario del laboratorio.
2. Fijar la pendiente del canal $S = 0\%$.
3. Accionar la electrobomba desde el tablero de mando.
4. Accionar la válvula mariposa y la compuerta aguas arriba hasta obtener el caudal deseado.
5. Esperar que el flujo se estabilice y posicionar el medidor de nivel en proximidad del orificio, tanto para descarga libre.
6. Tomar la medición de la altura de carga, H_o .
7. Variar el caudal del canal y repetir el procedimiento desde el punto 6 hasta obtener por lo menos un conjunto de 5 datos.

V. OBTENCION DE DATOS Y RESULTADOS

Descarga Libre

Medición	b_s (cm)	Datos (cm)	Q (lt/s)
		H_o	
1			
2			
3			
4			
5			

VI. CUESTIONARIO

- Corroborar si se presenta condiciones de sumersión en el aforador.

VII. BIBLIOGRAFIA

Cone, V. (s.f.). **The Venturi Flume**. U.S.A: United States Department of Agriculture.

IMTA. (1988). **Manual de estructuras de aforo**. México D.F.: Instituto Mexicano de Tecnología del Agua.

ENERGÍA ESPECÍFICA

ENERGIA ESPECIFICA: Estudio en canales abiertos, en presencia de obstáculos.

I. Objetivos.

Calcular el tirante crítico Y_c y la energía específica mínima.

Determinar la velocidad y la energía específica.

Graficar la curva de energía específica.

Clasificar el flujo para cada profundidad experimental.

II. Descripción del Equipo

El equipo usado para nuestro estudio, es el canal de pendiente variable. En este equipo se pueden controlar las pendientes tanto negativas como positivas.

El equipo comprende:

- Un canal rectangular abierto de 10.0 m de longitud, unidas por ocho elementos metálicos con vidrio en cada cara lateral, provistas con tomas de presión en el fondo. Las bridas de empalme de los diversos elementos están diseñadas especialmente para colocar diversos accesorios.
- Una sección rectangular de 0.30 m de ancho y una altura de 0.45 m.
- Un motor hidráulico para el cambio de pendientes que varían entre -0.5° a 3° .
- Cuenta con dos compuertas verticales, tanto al inicio del canal como al final del canal, la cual ayuda a controlar los niveles del agua.
- Medidor de velocidad digital y medidor de tirantes digital.
- Tubo de Pitot con manómetro de vidrio en U.

Para la medición del caudal, cuenta con una válvula de regulación en la tubería de conducción, acoplado a un caudalímetro, que tiene un rango de 20 a 200 m³/hr.

III. ENERGÍA ESPECÍFICA Y FLUJO CRÍTICO: Generalidades.

Definiendo a la energía específica como la distancia vertical entre el fondo del canal y la línea de energía se tiene:

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

Siendo:

- E : energía específica.
- y : tirante medida desde la lámina del flujo.
- V : velocidad media del flujo.
- g : aceleración de la gravedad.
- α : coeficiente de Coriolis, para pendientes pequeñas es $\alpha=1.00$.

Si se tiene un caudal constante, la ecuación quedaría de la siguiente manera:

$$E = y + \frac{Q^2}{2gA^2} \quad (ii)$$

Donde: A es el área de la sección hidráulica.

Siendo constante el caudal y teniendo un canal rectangular, la energía específica está función únicamente del tirante y su variación se muestra en la siguiente figura:

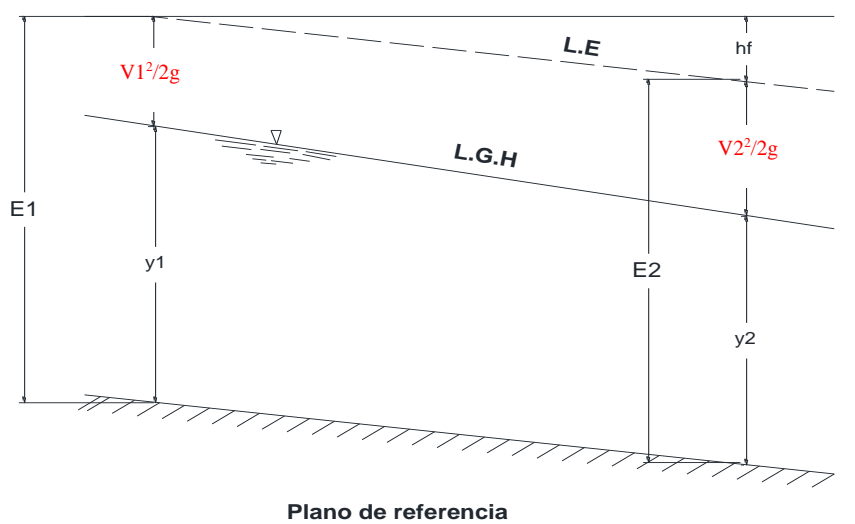


Fig1. Energía específica en un canal a flujo libre.

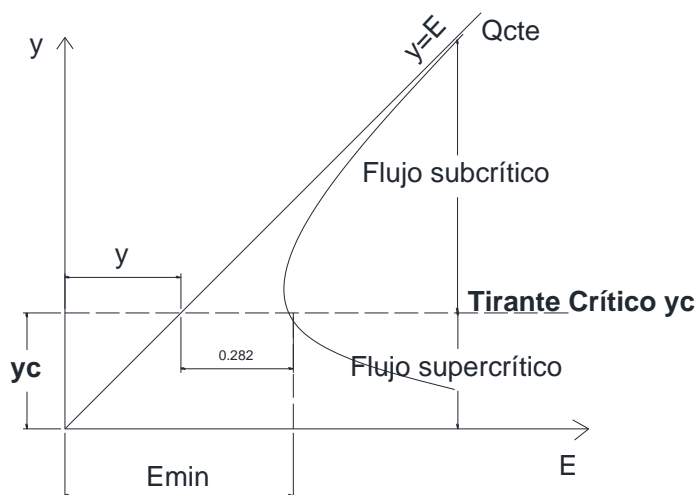


Fig2. Diagrama de Energía específica.

Según la figura anterior se presenta un valor mínimo de la energía específica para una mínima profundidad, llamada tirante crítico.

Clasificación del Flujo:

Se tienen los siguientes tipos de flujo

- Flujo subcrítico:

$$y > y_c \quad V < V_c \quad Fr < 1 \quad S < S_c$$

- Flujo Crítico:

$$y = y_c \quad V = V_c \quad Fr = 1 \quad S = S_c$$

- Flujo supercrítico:

$$y < y_c \quad V > V_c \quad Fr > 1 \quad S > S_c$$

Siendo:

y_c : tirante critico

S_c : pendiente critica.

$V_c = \sqrt{gD}$: velocidad crítica, velocidad de propagación de una onda pequeña sobre la superficie de profundidad (D).

$D = A/T$: profundidad hidráulica.

A : Área mojada.

T : espejo de agua de la superficie libre.

Fr : número de Froude, relación entre la velocidad del flujo y la velocidad crítica V_c , se expresa de la siguiente manera.

$$Fr = \frac{V}{\sqrt{gD}} \quad (iii)$$

Para un canal rectangular: $B = b$, $D = y$

Tirante crítico para canales con sección rectangular

El tirante crítico se presenta cuando la energía específica es mínima, es decir: $\frac{dE}{dy} = 0$.

Así, la ecuación general de flujo crítico es:

$$\frac{Q^2 B_c}{g A^3} = 1.0$$

En donde: B_c , es el ancho superficial del agua en la condición de flujo crítico; A_c , es el área mojada en la condición de flujo crítico.

Para un canal rectangular se tiene $A_c = y_c B_c$, $q = Q/B_c$ y $B_c = b$.

$$y_c = \left(\frac{q^2}{g} \right)^{1/3} \quad (iv)$$

Se observa que el tirante crítico está en función del caudal y de la geometría del canal y no de la pendiente ni rugosidad.

La energía específica mínima en el canal rectangular es:

$$E_{min} = y_c + \frac{V_c^2}{2g} \rightarrow E_{min} = \frac{2}{3} y_c \quad (v)$$

Secciones de control y condiciones de accesibilidad. Las secciones de control son ciertas singularidades que pueden presentarse en un canal, modificando su geometría, y que permiten establecer una relación de caudal vs. profundidad, la cual se aprovecha para determinar el caudal del flujo. Algunas secciones de control son: un cambio brusco en la pendiente longitudinal del canal, un estrechamiento o una expansión del

canal, un resalto o una depresión en el fondo del canal y la presencia de obstáculos como una compuerta o un vertedero. Dependiendo de las condiciones de acceso, esto es, del régimen de flujo que se aproxima a una sección de control, así será el comportamiento del flujo a través de dicho control. Los conceptos de energía específica y flujo crítico hacen posible analizar el comportamiento del flujo en un canal, ante cambios en la forma del canal y controles que haya en el flujo, como resaltos, compuertas, vertederos, escalones, gargantas, etc.

IV. PROCEDIMIENTO.

1. Colocar en el canal el accesorio, tomas las condiciones de control y determinar el caudal, para eso se usaran el aforador Venturi y el vertedero de pared gruesa, para el estudio respectivo (preferentemente en posición central). Este será colocado por el operario del laboratorio.
2. Fijar la pendiente del canal $S= 0\%$.
3. Accionar la electrobomba desde el tablero de mando.
4. Accionar la válvula mariposa y la compuerta aguas arriba hasta obtener el caudal deseado.
5. Esperar que el flujo se estabilice unos 30 segundos y posicionar el medidor de nivel en proximidad donde se realizaran las mediciones.
6. Tomar la medición de los tirantes, tanta agua arriba como aguas abajo, y en la estructura de control.
7. Variar el caudal del canal y repetir el procedimiento desde el punto 6 hasta obtener por lo menos un conjunto de 5 datos.

V. OBTENCION DE DATOS Y RESULTADOS

Aforador Venturi

Q (cm³/s) : _____

q1 (cm²/s) : _____

q2 (cm²/s) : _____

b (cm) : _____

bs (cm) : _____

		Datos de la práctica		Cálculos							
		tramos (cm)	Y (cm)	Yc (cm)	Emin (cm)	A (cm ²)	V (cm/s)	E (cm)	Fr	Tipo de Flujo	
Aguas Arriba											
En el aforador											
Aguas Abajo											

Vertedero de pared Gruesa

Q (cm³/s) : _____

q (cm²/s) : _____ b (cm) : _____

p (cm) : _____

		Datos de la práctica		Cálculos							
		tramos (cm)	Y (cm)	Yc (cm)	Emin (cm)	A (cm ²)	V (cm/s)	E (cm)	Fr	Tipo de Flujo	
Aguas Arriba											
En el Vertedero											
Aguas Abajo											

VI. CUESTIONARIO

- Dibujar los perfiles hidráulicos de todas las corridas ejecutadas, ilustrando la línea piezométrica y la línea de energía para todo el perfil hidráulico generado (utilizar la fórmula de Manning para calcular la velocidad en cada sección).
- Analice las variaciones de tirantes y, la velocidad y Fr cuando aumenta la pendiente.

VII. BIBLIOGRAFIA

Chow, V. T. (1988). **Hidráulica de canales abiertos**. Illinois: Mc Graw-Hill.

VERTDERO DE PARED GRUESA

VERTEDERO DE PARED GRUESA: Medición de caudales.

I. Objetivos.

Estudiar los tipos de vertederos de pared gruesa.

Tomar mediciones de las alturas de cargas en el vertedero.

Calcular los caudales con las formulas teóricas.

II. Descripción del Equipo

El equipo usado para nuestro estudio, es el canal de pendiente variable. En este equipo se pueden controlar las pendientes tanto negativas como positivas.

El equipo comprende:

- Un canal rectangular abierto de 10.0 m de longitud, unidas por ocho elementos metálicos con vidrio en cada cara lateral, provistas con tomas de presión en el fondo. Las bridas de empalme de los diversos elementos están diseñadas especialmente para colocar diversos accesorios.
- Una sección rectangular de 0.30 m de ancho y una altura de 0.45 cm.
- Un motor hidráulico para el cambio de pendientes que varían entre -0.5° a 3° .
- Cuenta con dos compuertas verticales, tanto al inicio del canal como al final del canal, la cual ayuda a controlar los niveles del agua.
- Medidor de velocidad digital y medidor de tirantes digital.
- Tubo de Pitot con manómetro de vidrio en U.

Para la medición del caudal, cuenta con una válvula de regulación en la tubería de conducción, acoplado a un caudalímetro, que tiene un rango de 20 a 200 m³/hr.

III. VERTEDERO DE PARED GRUESA.

El vertedero de pared gruesa es un dispositivo utilizado para controlar y medir caudales grandes.

Para que un vertedero se comporte como de pared gruesa, debe existir una relación entre la longitud del vertedero en función de la carga de agua, para lo cual es necesario que el espesor b sea mayor a las dos terceras partes de la carga de agua.

En la figura 2.6 se muestra un vertedero de cresta ancha en el que la longitud de la cresta, plana y horizontal, es b .

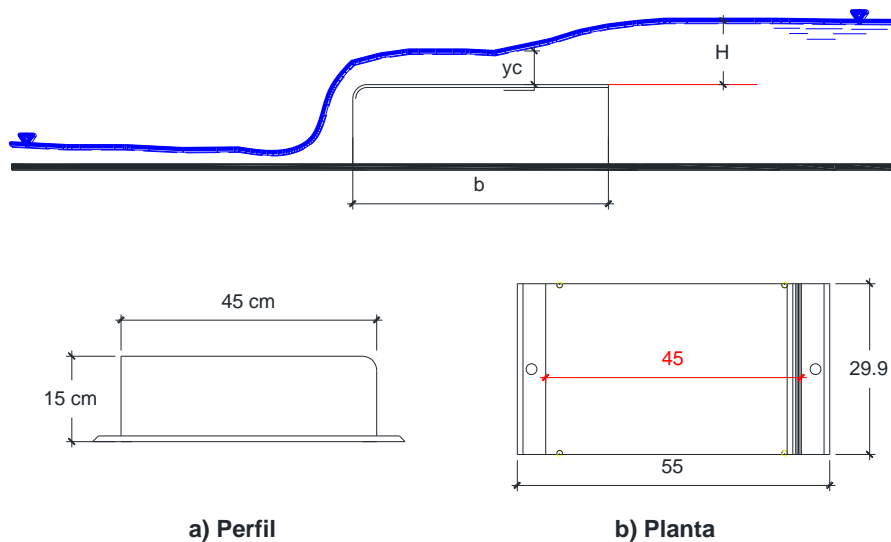


Fig 1. Vertedero de pared gruesa.

Calculo del caudal

La determinación del caudal para el vertedero de pared gruesa se realiza aplicando la siguiente ecuación:

$$Q = 1.7 * \mu * L * H^{3/2}$$

Donde:

- Q : caudal (m^3/s)
- μ : Coeficiente de corrección, $\mu=0.9383$
- L : ancho efectivo del vertedero (m).
- H : Altura de carga del agua (m).

IV. PROCEDIMIENTO.

1. Colocar en el canal el accesorio que corresponde al vertedero de pared gruesa (preferentemente en posición central). Este será colocado por el operario del laboratorio.
2. Realizar las mediciones del umbral (p), ancho del vertedero (L).
3. Fijar la pendiente del canal $S= 0\%$.
4. Accionar la electrobomba desde el tablero de mando.
5. Accionar la válvula mariposa y la compuerta aguas arriba hasta obtener el caudal deseado.
6. Esperar que el flujo se estabilice y posicionar el medidor de nivel en proximidad del vertedero, a una distancia aproximada de $3H$ de la cresta del vertedero.
7. Tomar la medición de la altura de carga, H.
8. Variar el caudal del canal y repetir el procedimiento desde el punto 6 hasta obtener por lo menos un conjunto de 5 datos.

V. OBTENCION DE DATOS Y RESULTADOS

Medición	p (cm)	Datos (cm)		Q (lt/s)
		H	L	
1				
2				
3				
4				
5				
6				

VI. CUESTIONARIO

- Hacer el cálculo y comparar con la siguiente ecuación:
$$Q= 0.5236 \cdot H^{1.461}$$
- Definir la tabla H vs Q.

VII. BIBLIOGRAFIA

Rocha Felices, A. (2007). **Hidráulica de Tuberías y Canales**.
Lima: Publicaciones Universidad Nacional de Ingeniería.

**VERTEDERO DE CRESTA ANCHA TIPO
CRUMP**

VERTEDERO DE CRESTA ANCHA TIPO CRUMP: Medición de caudales.

I. Objetivos.

Estudiar los tipos de vertederos de cresta ancha con perfil triangular.

Tomar mediciones de las alturas de cargas en el vertedero.

Calcular los caudales con las formulas teóricas.

II. Descripción del Equipo

El equipo usado para nuestro estudio, es el canal de pendiente variable. En este equipo se pueden controlar las pendientes tanto negativas como positivas.

El equipo comprende:

- Un canal rectangular abierto de 10.0 m de longitud, unidas por ocho elementos metálicos con vidrio en cada cara lateral, provistas con tomas de presión en el fondo. Las bridas de empalme de los diversos elementos están diseñadas especialmente para colocar diversos accesorios.
- Una sección rectangular de 0.30 m de ancho y una altura de 0.45 m.
- Un motor hidráulico para el cambio de pendientes que varían entre -0.5° a 3° .
- Cuenta con dos compuertas verticales, tanto al inicio del canal como al final del canal, la cual ayuda a controlar los niveles del agua.
- Medidor de velocidad digital y medidor de tirantes digital.
- Tubo de Pitot con manómetro de vidrio en U.

Para la medición del caudal, cuenta con una válvula de regulación en la tubería de conducción, acoplado a un caudalímetro, que tiene un rango de 20 a 200 m³/hr.

III. VERTEDERO DE CRESTA ANCHA TIPO CRUMP.

Este vertedero también conocido como de perfil triangular, es una estructura, que al igual que los demás vertederos de cresta ancha, consiste en un tramo de canal revestido, generalmente de sección rectangular, en cuyo piso se coloca una barrera de perfil triangular transversalmente a la dirección del flujo. Por lo tanto, siguiendo la dirección del flujo, el agua entra en el canal y se encuentra con una rampa de pendiente 1:2, la cual se eleva hasta el borde superior de la cresta del vertedor y después una rampa de bajada con una pendiente de 1:5 hasta el tramo de salida, así como se muestra en la figura.

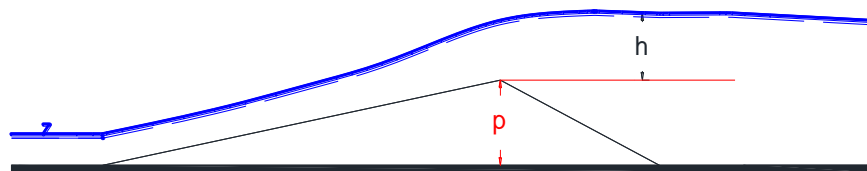


Fig 1. Vertedero tipo Crump.

Calculo del caudal

La determinación del caudal para el vertedero se realiza aplicando la siguiente ecuación generada para dicho estructura:

$$Q = 0.4266 * h^{1.6642}$$

Donde:

Q : caudal (m³/s)

h : Altura de carga del agua (m).

IV. PROCEDIMIENTO.

1. Colocar en el canal el accesorio que corresponde al vertedero Tipo Crump (preferentemente en posición central). Este será colocado por el operario del laboratorio.
2. Realizar las mediciones del umbral (p), ancho del vertedero (L).
3. Fijar la pendiente del canal $S= 0\%$.
4. Accionar la electrobomba desde el tablero de mando.
5. Accionar la válvula mariposa y la compuerta aguas arriba hasta obtener el caudal deseado.
6. Esperar que el flujo se estabilice y posicionar el medidor de nivel en proximidad del vertedero, a una distancia aproximada de $3H$ de la cresta del vertedero.
7. Tomar la medición de la altura de carga, H.
8. Variar el caudal del canal y repetir el procedimiento desde el punto 6 hasta obtener por lo menos un conjunto de 5 datos.

V. OBTENCION DE DATOS Y RESULTADOS

Medición	p (cm)	Datos (cm)		Q (lt/s)
		H	L	
1				
2				
3				
4				
5				
6				

VI. CUESTIONARIO

- Realizar una comparación de caudales, usando las ecuaciones teóricas y proporcionadas por el manual del canal de pendiente variable.
- Definir la tabla H vs Q.

VII. BIBLIOGRAFIA

IMTA. (1988). **Manual de estructuras de aforo**. México D.F.: Instituto Mexicano de Tecnología del Agua.

FLUJO GRADUALMENTE VARIADO

FLUJO GRADUALMENTE VARIADO

I. Objetivos.

- Determinar el perfil de forma experimental de un flujo gradualmente variado.
- Estudiar las ecuaciones analíticas de flujo gradualmente variado.
- Comparar el perfil medido del flujo con los métodos analíticos estudiados.
- Clasificar el tipo de perfil medido en el laboratorio.

II. Descripción del Equipo

El equipo usado para nuestro estudio, es el canal de pendiente variable. En este equipo se pueden controlar las pendientes tanto negativas como positivas.

El equipo comprende:

- Un canal rectangular abierto de 10.0 m de longitud, unidas por ocho elementos metálicos con vidrio en cada cara lateral, provistas con tomas de presión en el fondo. Las bridas de empalme de los diversos elementos están diseñadas especialmente para colocar diversos accesorios.
- Una sección rectangular de 0.30 m de ancho y una altura de 0.45 m.
- Un motor hidráulico para el cambio de pendientes que varían entre -0.5° a 3° .
- Cuenta con dos compuertas verticales, tanto al inicio del canal como al final del canal, la cual ayuda a controlar los niveles del agua.
- Medidor de velocidad digital y medidor de tirantes digital.
- Tubo de Pitot con manómetro de vidrio en U.

Para la medición del caudal, cuenta con una válvula de regulación en la tubería de conducción, acoplado a un caudalímetro, que tiene un rango de 20 a 200 m³/hr.

III. FLUJO GRADUALMENTE VARIADO.

A. Ecuación del Flujo Gradualmente Variado.

Este es del tipo permanente, ya que varía gradualmente su tirante a lo largo de la longitud del canal. Para su estudio se han considerado las siguientes ecuaciones:

1. La pendiente del canal es pequeña, es decir, se puede considerar que el tirante del flujo es el mismo si se usa una dirección vertical o normal (fondo del canal).
2. El flujo es permanente, es decir, que las características del flujo permanecen constantes en un intervalo de tiempo.
3. Las líneas de corriente son prácticamente paralelas, es decir, la distribución hidrostática de la presión prevalece sobre la sección del canal.
4. La pérdida de carga en una sección es la misma que la de un flujo uniforme teniendo la velocidad y radio hidráulico de la sección.

La altura total de energía en la sección mostrada es:

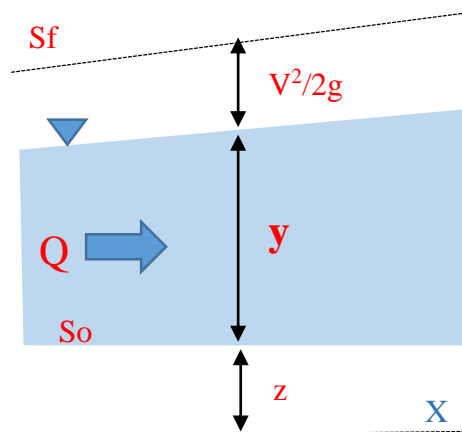


Fig 1. Vista de perfil de un tramo del canal

$$H = z + y + \alpha \frac{V^2}{2g} \rightarrow \frac{dH}{dx} = \frac{dz}{dx} + \frac{dy}{dx} + \frac{d}{dx} \left(\alpha \frac{V^2}{2g} \right) \quad (1)$$

Además:

$$\frac{dH}{dx} = -S_f \quad y \quad \frac{dz}{dx} = -S_o$$

Reemplazando en (1)

$$-Sf = -S_o + \frac{dy}{dx} + \frac{dy}{dx} \frac{d}{dx} \left(\alpha \frac{V^2}{2g} \right) \rightarrow S_o - Sf = \frac{dy}{dx} \left[1 + \frac{d}{dx} \left(\frac{\alpha V^2}{2g} \right) \right] \quad (2)$$

Pero:

$$\frac{d}{dy} \left(\frac{\alpha V^2}{2g} \right) = \frac{d}{dy} \left(\frac{\alpha Q^2}{2gA^2} \right) = -\frac{\alpha Q^2}{gA^2} \frac{dA}{dy} = -\frac{\alpha Q^2}{gA^3} T$$

Reemplazando en (2):

$$\frac{dy}{dx} = \frac{S_o - Sf}{1 - \frac{\alpha Q^2}{gA^3} T} \quad (3)$$

Donde:

$$Sf = \frac{Q^2 n}{A^2 R^{4/3}} \quad (4)$$

Es la ecuación de Manning.

B. Rugosidad Compuesta.

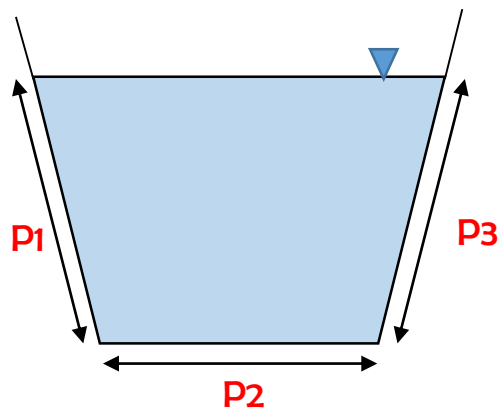


Fig 2. Sección de un canal trapezoidal.

Cuando la sección de un canal presente diferentes rugosidades, se aplicara la fórmula de Horton-Einstein para el cálculo de la rugosidad promedio:

$$n = \frac{\sum (P_i n_i^{1.5})^{2/3}}{P}$$

Donde:

- n : Rugosidad compuesta.
- P : Perímetro mojado.
- P_i : Longitud de tramo de sección.
- n_i : Rugosidad de tramo de sección.

IV. PROCEDIMIENTO.

1. Instalar en el canal el accesorio que corresponde al vertedero tipo Crump (cerca a la salida del canal). Este será colocado por el operario del laboratorio.
2. Dar la pendiente que se requiera para el ensayo.
3. Accionar la electrobomba desde el tablero de mando.
4. Accionar la válvula mariposa y la compuerta aguas arriba hasta obtener el caudal deseado.
5. Medir el flujo gradualmente variado en coordenadas X e Y, esto se hará con la wincha (a cada 60 cm) y con el medidor de nivel.
6. Tomar la medición de la altura de carga, h, del vertedero Crump, para obtener el caudal.

V. OBTENCION DE DATOS Y RESULTADOS

Medició n	Datos (cm)				Cálculos	
	h	x	y	yn	Q (cm ³ /s)	yc (cm)
1						
2						
3						
4						
5						
6						
7						
8						
9						
10						
11						

VI. CUESTIONARIO

- Graficar la curva del flujo gradualmente variado medida durante la práctica de laboratorio.
- Definir y calcular la pendiente del fondo del canal S_o , pendiente de línea de energía S_f y la pendiente de la superficie del agua S_w .

- Calcular analíticamente la curva de flujo gradualmente variado y graficarla, para ello se aplicaran lo métodos de Paso directo y Prasad explicados en el anexo A y B.
- Comparar y comentar ambas gráficas.
- Clasificar el tipo de perfil de flujo gradualmente variado.

VII. ANEXO.

A. Método de Paso Directo.

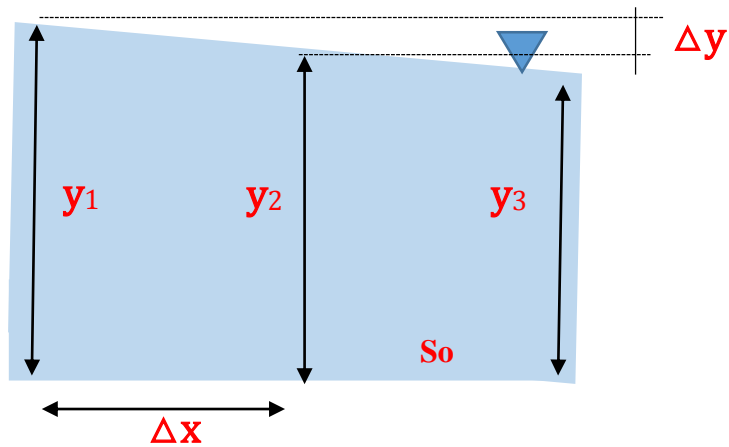


Fig 3. Esquema para determinar el perfil del flujo

1. Se tiene y_1 (dato leído) y se quiere determinar y_2 .
2. Con y_1 e y_2 se determinan Sf_1 y Sf_2 aplicando para cada caso la ecuación de Manning.
3. Se determina: $\overline{Sf} = (Sf_1 + Sf_2)/2$.
4. Se determina Δx ; es decir, la distancia horizontal de cada horizontal a la cual corresponderá un tirante y_2 en el flujo (a partir de la ubicación de y_1). Se aplicará la relación:

$$\Delta x = \frac{E_2 - E_1}{S_o - S_f}$$

Donde:

E_i : Energía específica de la sección i .

S_o : Pendiente del fondo del canal.

5. Repetir el procedimiento para hallar la ubicación de los demás tirantes del flujo gradualmente variado (y_3 , y_4 , etc.)

Δx será la distancia horizontal que separa a las secciones con tirantes y_{i+1} e y_i .

6. Si el flujo es subcrítico, el sentido del cálculo será de aguas arriba; si el flujo es supercrítico, el sentido del cálculo será de aguas abajo.

B. Método de Prasad.

1. Considerando y_1 como dato (lectura tirante inicial del flujo), calcular (dy/dx) , aplicando la ecuación (3).
2. Asumir que $(dy/dx)_2 = (dy/dx)_1$ y calcular y_2 aplicando:

$$y_{i+1} = y_i + \frac{\left[\left(\frac{dy}{dx} \right)_i + \left(\frac{dy}{dx} \right)_{i+1} \right]}{2} \Delta x \quad (5)$$

En el cual se debe considerar $\Delta x = 0.15\text{m}$.

3. Aplicando la ecuación (3) verificar si es correcto el valor asumido para $(dy/dx)_2$, si es diferente, reemplazar este valor en la ecuación (5) y hallar un nuevo valor de y_2 . Repetir este proceso hasta conseguir un valor constante de $(dy/dx)_2$, en este momento se tendrá el valor de y_2 correspondiente a un incremento Δx .
4. Determinar los demás tirantes repitiendo todo el procedimiento

VIII. BIBLIOGRAFIA

Chow, V. T. (1988). **Hidráulica de canales abiertos**. Illinois: Mc Graw-Hill.

ANEXO 02

Presentación de los cálculos que se realizaron para determinar el Flujo Gradualmente Variado de forma teórica, aplicando los métodos de Integración gráfica, método de Bakhmeteff y método tramo a tramo.

MÉTODO DE INTEGRACIÓN GRAFICA

Tabla N° 01: Datos para Caudal: 6.053 lt/s, So: 0.5%

Q=	0.0061	m ³ /s
So	0.0050	
b=	0.3000	m
n=	0.0096	

y	A	T	p	R	R2/3	V	Se	1-Q2T/gA3	So-Se	f(y)	Δx=A	X
0.1625	0.0488	0.30	0.625	0.07800	0.18256	0.12416	4.307E-05	0.990329	0.004957	199.787		
0.1605	0.0482	0.30	0.621	0.07754	0.18183	0.12571	4.45025E-05	0.989963	0.004955	199.771	0.399557	0.3996
0.1600	0.0480	0.30	0.620	0.07742	0.18165	0.12610	4.48712E-05	0.989869	0.004955	199.766	0.099884	0.4994
0.1595	0.0479	0.30	0.619	0.07730	0.18147	0.12650	4.52444E-05	0.989773	0.004955	199.762	0.099882	0.5993
0.1590	0.0477	0.30	0.618	0.07718	0.18128	0.12690	4.56219E-05	0.989676	0.004954	199.758	0.099880	0.6992
0.1570	0.0471	0.30	0.614	0.07671	0.18054	0.12851	4.71778E-05	0.989277	0.004953	199.740	0.399498	1.0987
0.1565	0.0470	0.30	0.613	0.07659	0.18035	0.12892	4.75786E-05	0.989174	0.004952	199.735	0.099869	1.1986
0.1560	0.0468	0.30	0.612	0.07647	0.18016	0.12934	4.79843E-05	0.989069	0.004952	199.731	0.099866	1.2984
0.1530	0.0459	0.30	0.606	0.07574	0.17902	0.13187	5.05248E-05	0.988413	0.004949	199.701	0.599147	1.8976
0.1485	0.0446	0.30	0.597	0.07462	0.17725	0.13587	5.47087E-05	0.987328	0.004945	199.650	0.898539	2.7961
0.1463	0.0439	0.30	0.593	0.07405	0.17634	0.13796	5.69872E-05	0.986734	0.004943	199.622	0.449181	3.2453
0.1440	0.0432	0.30	0.588	0.07347	0.17542	0.14012	5.94028E-05	0.986102	0.004941	199.592	0.449115	3.6944
0.1420	0.0426	0.30	0.584	0.07295	0.17458	0.14209	6.1674E-05	0.985507	0.004938	199.563	0.399155	4.0936
0.1370	0.0411	0.30	0.574	0.07160	0.17243	0.14727	6.79193E-05	0.983861	0.004932	199.482	0.997612	5.0912

Tabla N° 02: Datos para Caudal: 10.566 lt/s, So: 0.5%

Q=	0.0106	m ³ /s
So	0.0050	
b=	0.3000	m
n=	0.0096	

y	A	T	p	R	R2/3	V	Se	1-Q2T/gA3	So-Se	f(y)	Δx=A	X
0.1815	0.0545	0.30	0.663	0.08213	0.18894	0.19405	9.82098E-05	0.978851	0.004902	199.693		
0.1800	0.0540	0.30	0.660	0.08182	0.18847	0.19567	0.000100356	0.978318	0.004900	199.671	0.299523	0.2995
0.1795	0.0539	0.30	0.659	0.08171	0.18831	0.19621	0.000101086	0.978137	0.004899	199.664	0.099834	0.3994
0.1785	0.0536	0.30	0.657	0.08151	0.18799	0.19731	0.00010257	0.977767	0.004897	199.649	0.199656	0.5990
0.1780	0.0534	0.30	0.656	0.08140	0.18783	0.19787	0.000103323	0.977579	0.004897	199.641	0.099823	0.6988
0.1770	0.0531	0.30	0.654	0.08119	0.18750	0.19898	0.000104854	0.977197	0.004895	199.626	0.199634	0.8985
0.1760	0.0528	0.30	0.652	0.08098	0.18718	0.20011	0.000106418	0.976806	0.004894	199.610	0.199618	1.0981
0.1730	0.0519	0.30	0.646	0.08034	0.18619	0.20358	0.000113134	0.975579	0.004889	199.558	0.598752	1.6968
0.1690	0.0507	0.30	0.638	0.07947	0.18484	0.20840	0.000118358	0.973803	0.004882	199.483	0.798082	2.4949
0.1700	0.0510	0.30	0.640	0.07969	0.18518	0.20718	0.000116538	0.974263	0.004883	199.502	-0.199493	2.2954
0.1650	0.0495	0.30	0.630	0.07857	0.18345	0.21345	0.000126057	0.971851	0.004874	199.397	0.997250	3.2927
0.1635	0.0491	0.30	0.627	0.07823	0.18291	0.21541	0.000129129	0.971069	0.004871	199.363	0.299070	3.5917
0.1570	0.0471	0.30	0.614	0.07671	0.18054	0.22433	0.000143753	0.967325	0.004856	199.192	1.295302	4.8871

Tabla N° 03: Datos para Caudal: 11.901 lt/s, So: 0.5%

Q=	0.0119	m ³ /s
So	0.0050	
b=	0.3000	m
n=	0.0096	

y	A	T	p	R	R2/3	V	Se	1-Q2T/gA3	So-Se	f(y)	Δx=A	X
0.1880	0.0564	0.30	0.676	0.08343	0.19094	0.21101	0.000113712	0.975858	0.004886	199.713		
0.1870	0.0561	0.30	0.674	0.08323	0.19063	0.21214	0.000115296	0.975468	0.004885	199.698	0.199706	0.1997
0.1860	0.0558	0.30	0.672	0.08304	0.19033	0.21328	0.000116911	0.975070	0.004883	199.683	0.199691	0.3994
0.1850	0.0555	0.30	0.670	0.08284	0.19003	0.21443	0.000118558	0.974664	0.004881	199.667	0.199675	0.5991
0.1840	0.0552	0.30	0.668	0.08263	0.18972	0.21560	0.00012024	0.974249	0.004880	199.651	0.199659	0.7987
0.1820	0.0546	0.30	0.664	0.08223	0.18910	0.21797	0.000123706	0.973390	0.004876	199.617	0.399268	1.1980
0.1810	0.0543	0.30	0.662	0.08202	0.18878	0.21917	0.000125493	0.972947	0.004875	199.599	0.199608	1.3976
0.1780	0.0534	0.30	0.656	0.08140	0.18783	0.22287	0.000131082	0.971556	0.004869	199.542	0.598712	1.9963
0.1735	0.0521	0.30	0.647	0.08045	0.18636	0.22865	0.000140156	0.969285	0.004860	199.448	0.897728	2.8940
0.1730	0.0519	0.30	0.646	0.08034	0.18619	0.22931	0.000141219	0.969017	0.004859	199.436	0.099721	2.9938
0.1680	0.0504	0.30	0.636	0.07925	0.18449	0.23613	0.000152516	0.966168	0.004847	199.313	0.996874	3.9906
0.1655	0.0497	0.30	0.631	0.07868	0.18362	0.23970	0.000158654	0.964612	0.004841	199.244	0.498197	4.4888
0.1600	0.0480	0.30	0.620	0.07742	0.18165	0.24794	0.000173458	0.960835	0.004827	199.073	1.095374	5.5842

Tabla N° 03: Datos para Caudal: 15.006 lt/s, So: 0.5%

Q=	0.0150	m ³ /s
So	0.0050	
b=	0.3000	m
n=	0.0096	

y	A	T	p	R	RZ/3	V	Se	1-Q2T/gA3	So-Se	f(y)	Δx=A	X
0.1960	0.0588	0.30	0.692	0.08497	0.19328	0.25520	0.000162326	0.966127	0.004838	199.709		
0.1960	0.0588	0.30	0.692	0.08497	0.19328	0.25520	0.000162326	0.966127	0.004838	199.709	0.000000	0.0000
0.1955	0.0587	0.30	0.691	0.08488	0.19313	0.25586	0.000163399	0.965867	0.004837	199.699	0.099852	0.0999
0.1945	0.0584	0.30	0.689	0.08469	0.19285	0.25717	0.000165575	0.965338	0.004834	199.680	0.199690	0.2995
0.1930	0.0579	0.30	0.686	0.08440	0.19241	0.25917	0.000168918	0.964523	0.004831	199.649	0.299497	0.5990
0.1920	0.0576	0.30	0.684	0.08421	0.19212	0.26052	0.000171201	0.963966	0.004829	199.628	0.199639	0.7987
0.1915	0.0575	0.30	0.683	0.08411	0.19198	0.26120	0.000172358	0.963683	0.004828	199.618	0.099812	0.8985
0.1890	0.0567	0.30	0.678	0.08363	0.19124	0.26466	0.00017832	0.962223	0.004822	199.562	0.498974	1.3975
0.1845	0.0554	0.30	0.669	0.08274	0.18987	0.27111	0.000189823	0.959390	0.004810	199.450	0.897777	2.2952
0.1840	0.0552	0.30	0.668	0.08263	0.18972	0.27185	0.000191166	0.959058	0.004809	199.437	0.099722	2.3950
0.1800	0.0540	0.30	0.660	0.08182	0.18847	0.27789	0.000202419	0.956268	0.004798	199.323	0.797519	3.1925
0.1775	0.0533	0.30	0.655	0.08130	0.18767	0.28180	0.00020994	0.954394	0.004790	199.245	0.498209	3.6907
0.1730	0.0519	0.30	0.646	0.08034	0.18619	0.28913	0.000224521	0.950742	0.004775	199.088	0.896249	4.5869
0.1685	0.0506	0.30	0.637	0.07936	0.18467	0.29685	0.000240595	0.946689	0.004759	198.909	0.895494	5.4824

Tabla N° 04: Datos para Caudal: 16.857 lt/s, So: 0.5%

Q=	0.0169	m ³ /s
So	0.0050	
b=	0.3000	m
n=	0.0096	

y	A	T	p	R	RZ/3	V	Se	1-Q2T/gA3	So-Se	f(y)	Δx=A	X
0.2025	0.0608	0.30	0.705	0.08617	0.19509	0.27748	0.000188351	0.961241	0.004812	199.774		
0.2025	0.0608	0.30	0.705	0.08617	0.19509	0.27748	0.000188351	0.961241	0.004812	199.774	0.000000	0.0000
0.2025	0.0608	0.30	0.705	0.08617	0.19509	0.27748	0.000188351	0.961241	0.004812	199.774	0.000000	0.0000
0.2010	0.0603	0.30	0.702	0.08590	0.19468	0.27955	0.000191982	0.960367	0.004808	199.743	0.299637	0.2996
0.1995	0.0599	0.30	0.699	0.08562	0.19426	0.28165	0.000195715	0.959466	0.004804	199.710	0.299590	0.5992
0.1985	0.0596	0.30	0.697	0.08544	0.19398	0.28307	0.000198262	0.958850	0.004802	199.688	0.199699	0.7989
0.1980	0.0594	0.30	0.696	0.08534	0.19384	0.28379	0.000199554	0.958538	0.004800	199.677	0.099841	0.8988
0.1950	0.0585	0.30	0.690	0.08478	0.19299	0.28815	0.000207562	0.956594	0.004792	199.605	0.598923	1.4977
0.1905	0.0572	0.30	0.681	0.08392	0.19168	0.29496	0.000220467	0.953445	0.004780	199.485	0.897953	2.3956
0.1905	0.0572	0.30	0.681	0.08392	0.19168	0.29496	0.000220467	0.953445	0.004780	199.485	0.000000	2.3956
0.1850	0.0555	0.30	0.670	0.08284	0.19003	0.30373	0.000237862	0.949168	0.004762	199.316	1.096702	3.4923
0.1835	0.0551	0.30	0.667	0.08253	0.18956	0.30621	0.000242948	0.947912	0.004757	199.264	0.298935	3.7913
0.1785	0.0536	0.30	0.657	0.08151	0.18799	0.31479	0.000261071	0.943411	0.004739	199.077	0.995853	4.7871
0.1730	0.0519	0.30	0.646	0.08034	0.18619	0.32480	0.000283327	0.937840	0.004717	198.835	1.094258	5.8814

Tabla N° 05: Datos para Caudal: 18.740 lt/s, So: 0.5%

Q=	0.0187	m ³ /s
So	0.0050	
b=	0.3000	m
n=	0.0096	

y	A	T	p	R	RZ/3	V	Se	1-Q2T/gA3	So-Se	f(y)	Δx=A	X
0.2110	0.0633	0.30	0.722	0.08767	0.19735	0.29605	0.000209517	0.957657	0.004790	199.908		
0.2100	0.0630	0.30	0.720	0.08750	0.19709	0.29746	0.000212075	0.957049	0.004788	199.888	0.199898	0.1999
0.2090	0.0627	0.30	0.718	0.08733	0.19683	0.29888	0.000214679	0.956430	0.004785	199.867	0.199878	0.3998
0.2080	0.0624	0.30	0.716	0.08715	0.19657	0.30032	0.000217328	0.955798	0.004783	199.846	0.199857	0.5996
0.2060	0.0618	0.30	0.712	0.08680	0.19604	0.30324	0.000222771	0.954498	0.004777	199.802	0.399648	0.9993
0.2050	0.0615	0.30	0.710	0.08662	0.19577	0.30472	0.000225567	0.953829	0.004774	199.779	0.199790	1.1991
0.2040	0.0612	0.30	0.708	0.08644	0.19550	0.30621	0.000228413	0.953147	0.004772	199.755	0.199767	1.3988
0.2010	0.0603	0.30	0.702	0.08590	0.19468	0.31078	0.000237268	0.951018	0.004763	199.679	0.599151	1.9980
0.1975	0.0593	0.30	0.695	0.08525	0.19370	0.31629	0.000248237	0.948367	0.004752	199.582	0.698707	2.6967
0.1970	0.0591	0.30	0.694	0.08516	0.19356	0.31709	0.000249863	0.947973	0.004750	199.568	0.099787	2.7965
0.1920	0.0576	0.30	0.684	0.08421	0.19212	0.32535	0.000267002	0.943802	0.004733	199.409	0.997441	3.7939
0.1890	0.0567	0.30	0.678	0.08363	0.19124	0.33051	0.000278106	0.941083	0.004722	199.302	0.598066	4.3920
0.1850	0.0555	0.30	0.670	0.08284	0.19003	0.33766	0.000293971	0.937178	0.004706	199.144	0.796892	5.1889
0.1790	0.0537	0.30	0.658	0.08161	0.18815	0.34898	0.000320308	0.930646	0.004680	198.869	1.194040	6.3829

Tabla N° 06: Datos para Caudal: 20.510 lt/s, So: 0.5%

Q=	0.0205	m ³ /s
So	0.0050	
b=	0.3000	m
n=	0.0096	

y	A	T	p	R	R2/3	V	Se	1-Q2T/gA3	So-So	f(y)	Δx=A	X
0.2170	0.0651	0.30	0.734	0.08869	0.19888	0.31505	0.000233649	0.953373	0.004766	200.022		
0.2170	0.0651	0.30	0.734	0.08869	0.19888	0.31505	0.000233649	0.953373	0.004766	200.022	0.000000	0.0000
0.2160	0.0648	0.30	0.732	0.08852	0.19863	0.31651	0.000236413	0.952722	0.004764	200.001	0.200011	0.2000
0.2140	0.0642	0.30	0.728	0.08819	0.19812	0.31947	0.000242083	0.951384	0.004758	199.958	0.399959	0.6000
0.2135	0.0641	0.30	0.727	0.08810	0.19800	0.32022	0.000243532	0.951042	0.004756	199.947	0.099976	0.6999
0.2120	0.0636	0.30	0.724	0.08785	0.19761	0.32248	0.000247952	0.949995	0.004752	199.913	0.299895	0.9998
0.2115	0.0635	0.30	0.723	0.08776	0.19748	0.32325	0.000249451	0.949640	0.004751	199.901	0.099953	1.0998
0.2090	0.0627	0.30	0.718	0.08733	0.19683	0.32711	0.000257147	0.947811	0.004743	199.840	0.499676	1.5995
0.2060	0.0618	0.30	0.712	0.08680	0.19604	0.33188	0.00026684	0.945497	0.004733	199.760	0.599400	2.1989
0.2050	0.0615	0.30	0.710	0.08662	0.19577	0.33350	0.000270189	0.944696	0.004730	199.732	0.199746	2.3986
0.2000	0.0600	0.30	0.700	0.08571	0.19440	0.34183	0.000287872	0.940443	0.004712	199.579	0.998279	3.3969
0.1980	0.0594	0.30	0.696	0.08534	0.19384	0.34529	0.000295414	0.938620	0.004705	199.512	0.399091	3.7960
0.1925	0.0578	0.30	0.685	0.08431	0.19227	0.35515	0.000317678	0.933208	0.004682	199.304	1.096745	4.8927
0.1890	0.0567	0.30	0.678	0.08363	0.19124	0.36173	0.000333122	0.929428	0.004667	199.154	0.697302	5.5900

Tabla N° 07: Datos para Caudal: 6.053 lt/s, So: 1.0 %

Q=	0.0061	m ³ /s
So	0.0100	
b=	0.3000	m
n=	0.0096	

y	A	T	p	R	R2/3	V	Se	1-Q2T/gA3	So-So	f(y)	Δx=A	X
0.1620	0.0486	0.30	0.624	0.07788	0.18238	0.12455	4.34219E-05	0.990239	0.009957	99.456		
0.1575	0.0473	0.30	0.615	0.07683	0.18072	0.12811	4.67819E-05	0.989378	0.009953	99.403	0.447432	0.4474
0.1550	0.0465	0.30	0.610	0.07623	0.17978	0.13017	4.88105E-05	0.988856	0.009951	99.371	0.248467	0.6959
0.1540	0.0462	0.30	0.608	0.07599	0.17940	0.13102	4.96571E-05	0.988638	0.009950	99.357	0.099364	0.7953
0.1520	0.0456	0.30	0.604	0.07550	0.17863	0.13274	5.14142E-05	0.988183	0.009949	99.329	0.198686	0.9939
0.1495	0.0449	0.30	0.599	0.07487	0.17765	0.13496	5.37375E-05	0.987580	0.009946	99.292	0.248276	1.2422
0.1470	0.0441	0.30	0.594	0.07424	0.17665	0.13726	5.6213E-05	0.986936	0.009944	99.252	0.248179	1.4904
0.1430	0.0429	0.30	0.586	0.07321	0.17500	0.14110	6.05233E-05	0.985809	0.009939	99.181	0.396865	1.8873
0.1360	0.0408	0.30	0.572	0.07133	0.17199	0.14836	6.92751E-05	0.983503	0.009931	99.036	0.693761	2.5810
0.1335	0.0401	0.30	0.567	0.07063	0.17088	0.15114	7.2837E-05	0.982558	0.009927	98.977	0.247516	2.8285
0.1260	0.0378	0.30	0.552	0.06848	0.16738	0.16013	8.52176E-05	0.979255	0.009915	98.767	0.741540	3.5701
0.1220	0.0366	0.30	0.544	0.06728	0.16542	0.16538	9.30633E-05	0.977147	0.009907	98.633	0.394799	3.9649
0.1140	0.0342	0.30	0.528	0.06477	0.16129	0.17699	0.000112118	0.971990	0.009888	98.301	0.787735	4.7526
0.1025	0.0308	0.30	0.505	0.06089	0.15478	0.19685	0.000150599	0.961465	0.009849	97.617	1.126527	5.8791

Tabla N° 08: Datos para Caudal: 10.566 lt/s, So: 1.0 %

Q=	0.0106	m ³ /s
So	0.0100	
b=	0.3000	m
n=	0.0096	

y	A	T	p	R	R2/3	V	Se	1-Q2T/gA3	So-So	f(y)	Δx=A	X
0.1770	0.0531	0.30	0.654	0.08119	0.18750	0.19898	0.000104854	0.977197	0.009895	98.755		
0.1750	0.0525	0.30	0.650	0.08077	0.18685	0.20126	0.000108015	0.976406	0.009892	98.707	0.197462	0.1975
0.1715	0.0515	0.30	0.643	0.08002	0.18569	0.20536	0.000113883	0.974932	0.009886	98.616	0.345315	0.5428
0.1695	0.0509	0.30	0.639	0.07958	0.18501	0.20779	0.000117443	0.974034	0.009883	98.561	0.197177	0.7400
0.1660	0.0498	0.30	0.632	0.07880	0.18380	0.21217	0.000124067	0.972357	0.009876	98.457	0.344782	1.0847
0.1630	0.0489	0.30	0.626	0.07812	0.18274	0.21607	0.000130177	0.970802	0.009870	98.361	0.295227	1.3800
0.1600	0.0480	0.30	0.620	0.07742	0.18165	0.22013	0.000136725	0.969129	0.009863	98.256	0.294925	1.6749
0.1540	0.0462	0.30	0.608	0.07599	0.17940	0.22870	0.000151308	0.965378	0.009849	98.021	0.588832	2.2637
0.1450	0.0435	0.30	0.590	0.07373	0.17583	0.24290	0.000177679	0.958523	0.009822	97.586	0.880232	3.1440
0.1420	0.0426	0.30	0.584	0.07295	0.17458	0.24803	0.000187924	0.955838	0.009812	97.414	0.292501	3.4365
0.1320	0.0396	0.30	0.564	0.07021	0.17019	0.26682	0.000228833	0.945022	0.009771	96.715	0.970649	4.4071
0.1260	0.0378	0.30	0.552	0.06848	0.16738	0.27952	0.000259663	0.936788	0.009740	96.176	0.578675	4.9858
0.1165	0.0350	0.30	0.533	0.06557	0.16261	0.30232	0.000321817	0.920029	0.009678	95.062	0.908382	5.8942

Tabla N° 09: Datos para Caudal: 11.901 lt/s, So: 1.0 %

Q=	0.0119	m ³ /s
So	0.0100	
b=	0.3000	m
n=	0.0096	

y	A	T	p	R	R2/3	V	Se	1-Q2T/gA3	So-So	f(y)	Δx=A	X
0.1860	0.0558	0.30	0.672	0.08304	0.19033	0.21328	0.000116911	0.975070	0.009883	98.660		
0.1840	0.0552	0.30	0.668	0.08263	0.18972	0.21560	0.00012024	0.974249	0.009880	98.611	0.197271	0.1973
0.1810	0.0543	0.30	0.662	0.08202	0.18878	0.21917	0.000125493	0.972947	0.009875	98.531	0.295713	0.4930
0.1790	0.0537	0.30	0.658	0.08161	0.18815	0.22162	0.00012918	0.972030	0.009871	98.475	0.197006	0.6900
0.1760	0.0528	0.30	0.652	0.08098	0.18718	0.22540	0.000135008	0.970575	0.009865	98.386	0.295291	0.9853
0.1730	0.0519	0.30	0.646	0.08034	0.18619	0.22931	0.000141219	0.969017	0.009859	98.290	0.295013	1.2803
0.1700	0.0510	0.30	0.640	0.07969	0.18518	0.23335	0.000147848	0.967348	0.009852	98.186	0.294714	1.5750
0.1640	0.0492	0.30	0.628	0.07834	0.18309	0.24189	0.000162507	0.963632	0.009837	97.955	0.588424	2.1634
0.1570	0.0471	0.30	0.614	0.07671	0.18054	0.25268	0.000182374	0.958547	0.009818	97.635	0.684566	2.8480
0.1530	0.0459	0.30	0.606	0.07574	0.17902	0.25928	0.000195313	0.955210	0.009805	97.424	0.390118	3.2381
0.1450	0.0435	0.30	0.590	0.07373	0.17583	0.27359	0.000225414	0.947380	0.009775	96.923	0.777386	4.0155
0.1400	0.0420	0.30	0.580	0.07241	0.17373	0.28336	0.000247675	0.941538	0.009752	96.545	0.483669	4.4992
0.1300	0.0390	0.30	0.560	0.06964	0.16927	0.30515	0.000302583	0.926983	0.009697	95.591	0.960678	5.4599

Tabla N° 10: Datos para Caudal: 15.006 lt/s, So: 1.0 %

Q=	0.0150	m ³ /s
So	0.0100	
b=	0.3000	m
n=	0.0096	

y	A	T	p	R	R2/3	V	Se	1-Q2T/gA3	So-So	f(y)	Δx=A	X
0.1925	0.0578	0.30	0.685	0.08431	0.19227	0.25984	0.000170054	0.964246	0.009830	98.093		
0.1910	0.0573	0.30	0.682	0.08402	0.19183	0.26188	0.000173528	0.963397	0.009826	98.041	0.147100	0.1471
0.1885	0.0566	0.30	0.677	0.08353	0.19109	0.26536	0.000179548	0.961921	0.009820	97.951	0.244990	0.3921
0.1850	0.0555	0.30	0.670	0.08284	0.19003	0.27038	0.000188493	0.959719	0.009812	97.816	0.342591	0.7347
0.1820	0.0546	0.30	0.664	0.08223	0.18910	0.27484	0.000196677	0.957694	0.009803	97.691	0.293260	1.0279
0.1790	0.0537	0.30	0.658	0.08161	0.18815	0.27944	0.00020538	0.955531	0.009795	97.557	0.292871	1.3208
0.1760	0.0528	0.30	0.652	0.08098	0.18718	0.28420	0.000214646	0.953218	0.009785	97.413	0.292454	1.6133
0.1690	0.0507	0.30	0.638	0.07947	0.18484	0.29598	0.00023873	0.947161	0.009761	97.033	0.680558	2.2938
0.1610	0.0483	0.30	0.622	0.07765	0.18201	0.31068	0.00027127	0.938886	0.009729	96.507	0.774156	3.0680
0.1590	0.0477	0.30	0.618	0.07718	0.18128	0.31459	0.00028039	0.936551	0.009720	96.357	0.192863	3.2608
0.1490	0.0447	0.30	0.598	0.07475	0.17745	0.33570	0.000333233	0.922899	0.009667	95.471	0.959141	4.2200
0.1440	0.0432	0.30	0.588	0.07347	0.17542	0.34736	0.000365087	0.914586	0.009635	94.924	0.475989	4.6960
0.1340	0.0402	0.30	0.568	0.07077	0.17110	0.37328	0.000443149	0.894000	0.009557	93.546	0.942348	5.6383
0.1250	0.0375	0.30	0.550	0.06818	0.16690	0.40016	0.000535243	0.869416	0.009465	91.858	0.834317	6.4726

Tabla N° 11: Datos para Caudal: 16.857 lt/s, So: 1.0 %

Q=	0.0169	m ³ /s
So	0.0100	
b=	0.3000	m
n=	0.0096	

y	A	T	p	R	R2/3	V	Se	1-Q2T/gA3	So-So	f(y)	Δx=A	X
0.2000	0.0600	0.30	0.700	0.08571	0.19440	0.28095	0.000194459	0.959769	0.009806	97.880		
0.1980	0.0594	0.30	0.696	0.08534	0.19384	0.28379	0.000199554	0.958538	0.009800	97.806	0.195686	0.1957
0.1950	0.0585	0.30	0.690	0.08478	0.19299	0.28815	0.000207562	0.956594	0.009792	97.687	0.293239	0.4889
0.1930	0.0579	0.30	0.686	0.08440	0.19241	0.29114	0.00021316	0.955231	0.009787	97.604	0.195291	0.6842
0.1890	0.0567	0.30	0.678	0.08363	0.19124	0.29730	0.000225026	0.952328	0.009775	97.425	0.390057	1.0743
0.1860	0.0558	0.30	0.672	0.08304	0.19033	0.30210	0.000234557	0.949984	0.009765	97.280	0.292058	1.3663
0.1830	0.0549	0.30	0.666	0.08243	0.18941	0.30705	0.000244677	0.947483	0.009755	97.125	0.291607	1.6579
0.1770	0.0531	0.30	0.654	0.08119	0.18750	0.31746	0.000266885	0.941960	0.009733	96.779	0.581711	2.2396
0.1765	0.0530	0.30	0.653	0.08109	0.18734	0.31836	0.000268865	0.941465	0.009731	96.748	0.048382	2.2880
0.1740	0.0522	0.30	0.648	0.08056	0.18652	0.32293	0.000279084	0.938906	0.009721	96.586	0.241667	2.5297
0.1560	0.0468	0.30	0.612	0.07647	0.18016	0.36019	0.00037215	0.915224	0.009628	95.060	1.724815	4.2545
0.1480	0.0444	0.30	0.596	0.07450	0.17705	0.37966	0.000428142	0.900720	0.009572	94.101	0.756643	5.0112
0.1400	0.0420	0.30	0.580	0.07241	0.17373	0.40136	0.000496908	0.882709	0.009503	92.886	0.747949	5.7591
0.1350	0.0405	0.30	0.570	0.07105	0.17155	0.41622	0.00054809	0.869188	0.009452	91.959	0.462114	6.2212

Tabla N° 12: Datos para Caudal: 18.740 lt/s, So: 1.0 %

Q=	0.0187	m ³ /s
So	0.0100	
b=	0.3000	m
n=	0.0096	

y	A	T	p	R	R2/3	V	Se	1-Q2T/gA3	So-So	f(y)	Δx=A	X
0.2075	0.0623	0.30	0.715	0.08706	0.19644	0.30104	0.000218671	0.955478	0.009781	97.684		
0.2050	0.0615	0.30	0.710	0.08662	0.19577	0.30472	0.000225567	0.953829	0.009774	97.584	0.244085	0.2441
0.2020	0.0606	0.30	0.704	0.08608	0.19495	0.30924	0.000234262	0.951742	0.009766	97.457	0.292562	0.5366
0.1990	0.0597	0.30	0.698	0.08553	0.19412	0.31390	0.000243449	0.949526	0.009757	97.322	0.292169	0.8288
0.1950	0.0585	0.30	0.690	0.08478	0.19299	0.32034	0.000256523	0.946356	0.009743	97.127	0.388898	1.2177
0.1925	0.0578	0.30	0.685	0.08431	0.19227	0.32450	0.000265213	0.944238	0.009735	96.996	0.242654	1.4604
0.1900	0.0570	0.30	0.680	0.08382	0.19153	0.32877	0.000274332	0.942008	0.009726	96.858	0.242318	1.7027
0.1830	0.0549	0.30	0.666	0.08243	0.18941	0.34135	0.000302393	0.935096	0.009698	96.425	0.676492	2.3792
0.1735	0.0521	0.30	0.647	0.08045	0.18636	0.36004	0.000347524	0.923840	0.009652	95.710	0.912644	3.2918
0.1700	0.0510	0.30	0.640	0.07969	0.18518	0.36745	0.000366596	0.919038	0.009633	95.401	0.334445	3.6263
0.1610	0.0483	0.30	0.622	0.07765	0.18201	0.38799	0.000423069	0.904687	0.009577	94.465	0.854399	4.4807
0.1540	0.0462	0.30	0.608	0.07599	0.17940	0.40563	0.00047597	0.891091	0.009524	93.562	0.658097	5.1388
0.1440	0.0432	0.30	0.588	0.07347	0.17542	0.43380	0.000569384	0.866789	0.009431	91.912	0.927373	6.0661
0.1330	0.0399	0.30	0.566	0.07049	0.17065	0.46967	0.000705278	0.830928	0.009295	89.398	0.997205	7.0633

Tabla N° 13: Datos para Caudal: 20.510 lt/s, So: 1.0 %

Q=	0.0205	m ³ /s
So	0.0100	
b=	0.3000	m
n=	0.0096	

y	A	T	p	R	R2/3	V	Se	1-Q2T/gA3	So-So	f(y)	Δx=A	X
0.2130	0.0639	0.30	0.726	0.08802	0.19787	0.32097	0.000244992	0.950696	0.009755	97.457		
0.2110	0.0633	0.30	0.722	0.08767	0.19735	0.32401	0.000250963	0.949281	0.009749	97.372	0.194829	0.1948
0.2085	0.0626	0.30	0.717	0.08724	0.19670	0.32790	0.000258727	0.947434	0.009741	97.260	0.243289	0.4381
0.2065	0.0620	0.30	0.713	0.08689	0.19617	0.33107	0.000265189	0.945892	0.009735	97.166	0.194426	0.6325
0.2030	0.0609	0.30	0.706	0.08626	0.19523	0.33678	0.000277069	0.943045	0.009723	96.992	0.339776	0.9723
0.2000	0.0600	0.30	0.700	0.08571	0.19440	0.34183	0.000287872	0.940443	0.009712	96.832	0.290736	1.2631
0.1975	0.0593	0.30	0.695	0.08525	0.19370	0.34616	0.000297344	0.938153	0.009703	96.690	0.241903	1.5050
0.1915	0.0575	0.30	0.683	0.08411	0.19198	0.35701	0.000321984	0.932156	0.009678	96.317	0.579021	2.0840
0.1820	0.0546	0.30	0.664	0.08223	0.18910	0.37564	0.000367414	0.920968	0.009633	95.610	0.911650	2.9956
0.1790	0.0537	0.30	0.658	0.08161	0.18815	0.38194	0.000383672	0.916927	0.009616	95.351	0.286441	3.2821
0.1700	0.0510	0.30	0.640	0.07969	0.18518	0.40216	0.000439116	0.903022	0.009561	94.450	0.854103	4.1362
0.1640	0.0492	0.30	0.628	0.07834	0.18309	0.41687	0.000482654	0.891984	0.009517	93.722	0.564515	4.7007
0.1540	0.0462	0.30	0.608	0.07599	0.17940	0.44394	0.000570127	0.869546	0.009430	92.212	0.929669	5.6304
0.1465	0.0440	0.30	0.593	0.07411	0.17644	0.46667	0.000651303	0.848467	0.009349	90.758	0.686136	6.3165

Tabla N° 14: Datos para Caudal: 6.053 lt/s, So: 1.5 %

Q=	0.0061	m ³ /s
So	0.0150	
b=	0.3000	m
n=	0.0096	

y	A	T	p	R	R2/3	V	Se	1-Q2T/gA3	So-So	f(y)	Δx=A	X
0.1580	0.0474	0.30	0.616	0.07695	0.18091	0.12770	4.6391E-05	0.989479	0.014954	66.170		
0.1510	0.0453	0.30	0.602	0.07525	0.17824	0.13362	5.2326E-05	0.987947	0.014948	66.094	0.462923	0.4629
0.1475	0.0443	0.30	0.595	0.07437	0.17685	0.13679	5.5705E-05	0.987068	0.014944	66.050	0.231251	0.6942
0.1445	0.0434	0.30	0.589	0.07360	0.17562	0.13963	5.8854E-05	0.986246	0.014941	66.009	0.198088	0.8923
0.1405	0.0422	0.30	0.581	0.07255	0.17395	0.14361	6.3459E-05	0.985038	0.014937	65.948	0.263914	1.1562
0.1360	0.0408	0.30	0.572	0.07133	0.17199	0.14836	6.9275E-05	0.983503	0.014931	65.871	0.296593	1.4528
0.1330	0.0399	0.30	0.566	0.07049	0.17065	0.15170	7.358E-05	0.982361	0.014926	65.814	0.197527	1.6503
0.1255	0.0377	0.30	0.551	0.06833	0.16714	0.16077	8.6146E-05	0.979006	0.014914	65.644	0.492966	2.1433
0.1150	0.0345	0.30	0.530	0.06509	0.16182	0.17545	0.00010945	0.972714	0.014891	65.324	0.687584	2.8308
0.1100	0.0330	0.30	0.520	0.06346	0.15910	0.18342	0.00012375	0.968822	0.014876	65.125	0.326124	3.1570
0.1000	0.0300	0.30	0.500	0.06000	0.15326	0.20177	0.00016136	0.958502	0.014839	64.595	0.648602	3.8056
0.0910	0.0273	0.30	0.482	0.05664	0.14748	0.22172	0.00021043	0.944931	0.014790	63.892	0.578190	4.3838
0.0800	0.0240	0.30	0.460	0.05217	0.13963	0.25221	0.00030378	0.918949	0.014696	62.530	0.695317	5.0791
0.0690	0.0207	0.30	0.438	0.04726	0.13072	0.29242	0.00046592	0.873677	0.014534	60.112	0.674530	5.7536

Tabla N° 16: Datos para Caudal: 10.566 lt/s, So: 1.5 %

Q=	0.0106	m ³ /s
So	0.0150	
b=	0.3000	m
n=	0.0096	

y	A	T	p	R	R2/3	V	Se	1-Q2T/gA3	So-Se	f(y)	Δx=A	X
0.1750	0.0525	0.30	0.650	0.08077	0.18685	0.20126	0.00010801	0.976406	0.014892	65.566		
0.1705	0.0512	0.30	0.641	0.07980	0.18535	0.20657	0.00011564	0.974488	0.014884	65.471	0.294832	0.2948
0.1665	0.0500	0.30	0.633	0.07891	0.18397	0.21153	0.00012309	0.972605	0.014877	65.377	0.261695	0.5565
0.1620	0.0486	0.30	0.624	0.07788	0.18238	0.21741	0.00013231	0.970258	0.014868	65.260	0.293932	0.8505
0.1580	0.0474	0.30	0.616	0.07695	0.18091	0.22291	0.00014135	0.967942	0.014859	65.143	0.260806	1.1113
0.1530	0.0459	0.30	0.606	0.07574	0.17902	0.23020	0.00015395	0.964695	0.014846	64.980	0.325308	1.4366
0.1490	0.0447	0.30	0.598	0.07475	0.17745	0.23638	0.00016521	0.961775	0.014835	64.832	0.259625	1.6962
0.1400	0.0420	0.30	0.580	0.07241	0.17373	0.25157	0.00019523	0.953919	0.014805	64.433	0.581695	2.2779
0.1390	0.0417	0.30	0.578	0.07215	0.17330	0.25338	0.00019903	0.952917	0.014801	64.382	0.064408	2.3423
0.1215	0.0365	0.30	0.543	0.06713	0.16517	0.28988	0.00028677	0.929501	0.014713	63.175	1.116120	3.4584
0.1085	0.0326	0.30	0.517	0.06296	0.15826	0.32461	0.00039169	0.901003	0.014608	61.677	0.811538	4.2700
0.1000	0.0300	0.30	0.500	0.06000	0.15326	0.35220	0.00049168	0.873553	0.014508	60.210	0.518024	4.7880
0.0850	0.0255	0.30	0.470	0.05426	0.14332	0.41435	0.00077826	0.794102	0.014222	55.837	0.870357	5.6583

Tabla N° 17: Datos para Caudal: 11.901 lt/s, So: 1.5 %

Q=	0.0119	m ³ /s
So	0.0150	
b=	0.3000	m
n=	0.0096	

y	A	T	p	R	R2/3	V	Se	1-Q2T/gA3	So-Se	f(y)	Δx=A	X
0.1820	0.0546	0.30	0.664	0.08223	0.18910	0.21797	0.00012371	0.973390	0.014876	65.432		
0.1770	0.0531	0.30	0.654	0.08119	0.18750	0.22412	0.00013302	0.971071	0.014867	65.317	0.326874	0.3269
0.1740	0.0522	0.30	0.648	0.08056	0.18652	0.22799	0.0001391	0.969549	0.014861	65.242	0.195838	0.5227
0.1690	0.0507	0.30	0.638	0.07947	0.18484	0.23473	0.00015016	0.966765	0.014850	65.103	0.325861	0.8486
0.1660	0.0498	0.30	0.632	0.07880	0.18380	0.23898	0.0001574	0.964930	0.014843	65.011	0.195170	1.0437
0.1600	0.0480	0.30	0.620	0.07742	0.18165	0.24794	0.00017346	0.960835	0.014827	64.805	0.389448	1.4332
0.1550	0.0465	0.30	0.610	0.07623	0.17978	0.25594	0.00018869	0.956922	0.014811	64.607	0.323531	1.7567
0.1450	0.0435	0.30	0.590	0.07373	0.17583	0.27359	0.00022541	0.947380	0.014775	64.122	0.643649	2.4004
0.1340	0.0402	0.30	0.568	0.07077	0.17110	0.29604	0.00027873	0.933328	0.014721	63.400	0.701372	3.1017
0.1250	0.0375	0.30	0.550	0.06818	0.16690	0.31736	0.00033666	0.917866	0.014663	62.596	0.566982	3.6687
0.1140	0.0342	0.30	0.528	0.06477	0.16129	0.34798	0.00043341	0.891722	0.014567	61.217	0.680971	4.3497
0.1020	0.0306	0.30	0.504	0.06071	0.15448	0.38892	0.00059017	0.848834	0.014410	58.907	0.720741	5.0704
0.0900	0.0270	0.30	0.480	0.05625	0.14681	0.44078	0.0008393	0.779947	0.014161	55.078	0.683909	5.7543

Tabla N° 18: Datos para Caudal: 15.006 lt/s, So: 1.5 %

Q=	0.0150	m ³ /s
So	0.0150	
b=	0.3000	m
n=	0.0096	

y	A	T	p	R	R2/3	V	Se	1-Q2T/gA3	So-Se	f(y)	Δx=A	X
0.1895	0.0569	0.30	0.679	0.08373	0.19138	0.26396	0.0001771	0.962521	0.014823	64.935		
0.1870	0.0561	0.30	0.674	0.08323	0.19063	0.26749	0.00018331	0.960997	0.014817	64.859	0.162242	0.1622
0.1830	0.0549	0.30	0.666	0.08243	0.18941	0.27333	0.00019389	0.958384	0.014806	64.729	0.259176	0.4214
0.1785	0.0536	0.30	0.657	0.08151	0.18799	0.28022	0.00020688	0.955156	0.014793	64.568	0.290917	0.7123
0.1735	0.0521	0.30	0.647	0.08045	0.18636	0.28830	0.00022283	0.951166	0.014777	64.367	0.322337	1.0347
0.1695	0.0509	0.30	0.639	0.07958	0.18501	0.29510	0.00023688	0.947627	0.014763	64.189	0.257112	1.2918
0.1650	0.0495	0.30	0.630	0.07857	0.18345	0.30315	0.00025426	0.943224	0.014746	63.966	0.288348	1.5801
0.1565	0.0470	0.30	0.613	0.07659	0.18035	0.31962	0.00029242	0.933461	0.014708	63.468	0.541594	2.1217
0.1440	0.0432	0.30	0.588	0.07347	0.17542	0.34736	0.00036509	0.914586	0.014635	62.493	0.787259	2.9090
0.1375	0.0413	0.30	0.575	0.07174	0.17265	0.36378	0.00041335	0.901891	0.014587	61.830	0.404051	3.3130
0.1250	0.0375	0.30	0.550	0.06818	0.16690	0.40016	0.00053524	0.869416	0.014465	60.106	0.762098	4.0751
0.1160	0.0348	0.30	0.532	0.06541	0.16235	0.43121	0.00065684	0.836603	0.014343	58.328	0.532951	4.6081
0.1030	0.0309	0.30	0.506	0.06107	0.15507	0.48563	0.00091308	0.766597	0.014087	54.419	0.732854	5.3409
0.0895	0.0269	0.30	0.479	0.05605	0.14647	0.55888	0.00135562	0.644246	0.013644	47.217	0.686043	6.0270

Tabla N° 19: Datos para Caudal: 16.857 lt/s, So: 1.5 %

Q=	0.0169	m ³ /s
So	0.0150	
b=	0.3000	m
n=	0.0096	

y	A	T	p	R	R2/3	V	Se	1-Q2T/gA3	So-Se	f(y)	Δx=A	X
0.1965	0.0590	0.30	0.693	0.08506	0.19342	0.28595	0.0002035	0.957581	0.014796	64.717		
0.1930	0.0579	0.30	0.686	0.08440	0.19241	0.29114	0.00021316	0.955231	0.014787	64.600	0.226304	0.2263
0.1890	0.0567	0.30	0.678	0.08363	0.19124	0.29730	0.00022503	0.952328	0.014775	64.455	0.258111	0.4844
0.1840	0.0552	0.30	0.668	0.08263	0.18972	0.30538	0.00024124	0.948335	0.014759	64.256	0.321778	0.8062
0.1790	0.0537	0.30	0.658	0.08161	0.18815	0.31391	0.00025917	0.943884	0.014741	64.032	0.320719	1.1269
0.1740	0.0522	0.30	0.648	0.08056	0.18652	0.32293	0.00027908	0.938906	0.014721	63.780	0.319531	1.4464
0.1700	0.0510	0.30	0.640	0.07969	0.18518	0.33053	0.00029663	0.934491	0.014703	63.556	0.254673	1.7011
0.1600	0.0480	0.30	0.620	0.07742	0.18165	0.35119	0.00034801	0.921424	0.014652	62.887	0.632218	2.3333
0.1475	0.0443	0.30	0.595	0.07437	0.17685	0.38095	0.00043203	0.899706	0.014568	61.759	0.779041	3.1124
0.1400	0.0420	0.30	0.580	0.07241	0.17373	0.40136	0.00049691	0.882709	0.014503	60.863	0.459835	3.5722
0.1280	0.0384	0.30	0.556	0.06906	0.16833	0.43898	0.00063319	0.846532	0.014367	58.923	0.718717	4.2909
0.1150	0.0345	0.30	0.530	0.06509	0.16182	0.48861	0.00084887	0.788381	0.014151	55.711	0.745122	5.0360
0.1000	0.0300	0.30	0.500	0.06000	0.15326	0.56190	0.00125148	0.678153	0.013749	49.326	0.787778	5.8238
0.0800	0.0240	0.30	0.460	0.05217	0.13963	0.70238	0.002356	0.371393	0.012644	29.373	0.786986	6.6108

Tabla N° 20: Datos para Caudal: 18.740 lt/s, So: 1.5 %

Q=	0.0187	m ³ /s
So	0.0150	
b=	0.3000	m
n=	0.0096	

y	A	T	p	R	R2/3	V	Se	1-Q2T/gA3	So-Se	f(y)	Δx=A	X
0.2050	0.0615	0.30	0.710	0.08662	0.19577	0.30472	0.00022557	0.953829	0.014774	64.559		
0.2010	0.0603	0.30	0.702	0.08590	0.19468	0.31078	0.00023727	0.951018	0.014763	64.420	0.257959	0.2580
0.1970	0.0591	0.30	0.694	0.08516	0.19356	0.31709	0.00024986	0.947973	0.014750	64.269	0.257378	0.5153
0.1920	0.0576	0.30	0.684	0.08421	0.19212	0.32535	0.000267	0.943802	0.014733	64.060	0.320823	0.8362
0.1875	0.0563	0.30	0.675	0.08333	0.19079	0.33316	0.00028391	0.939657	0.014716	63.852	0.287804	1.1240
0.1825	0.0548	0.30	0.665	0.08233	0.18925	0.34228	0.00030455	0.934561	0.014695	63.595	0.318619	1.4426
0.1765	0.0530	0.30	0.653	0.08109	0.18734	0.35392	0.00033229	0.927657	0.014668	63.245	0.380520	1.8231
0.1680	0.0504	0.30	0.636	0.07925	0.18449	0.37183	0.00037817	0.916112	0.014622	62.654	0.535069	2.3582
0.1550	0.0465	0.30	0.610	0.07623	0.17978	0.40301	0.00046785	0.893185	0.014532	61.463	0.806757	3.1649
0.1480	0.0444	0.30	0.596	0.07450	0.17705	0.42207	0.00052913	0.877301	0.014471	60.625	0.427308	3.5922
0.1370	0.0411	0.30	0.574	0.07160	0.17243	0.45596	0.00065101	0.845309	0.014349	58.911	0.657448	4.2497
0.1250	0.0375	0.30	0.550	0.06818	0.16690	0.49973	0.00083476	0.796344	0.014165	56.218	0.690773	4.9405
0.1115	0.0335	0.30	0.523	0.06396	0.15993	0.56024	0.00114252	0.713052	0.013857	51.456	0.726801	5.6673
0.0910	0.0273	0.30	0.482	0.05664	0.14748	0.68645	0.00201698	0.472159	0.012983	36.367	0.900191	6.5675

Tabla N° 21: Datos para Caudal: 20.510 lt/s, So: 1.5 %

Q=	0.0205	m ³ /s
So=	0.0150	
b=	0.3000	m
n=	0.0096	

y	A	T	p	R	R2/3	V	Se	1-Q2T/gA3	So-Se	f(y)	Δx=A	X
0.2110	0.0633	0.30	0.722	0.08767	0.19735	0.32401	0.00025096	0.949281	0.014749	64.362		
0.2065	0.0620	0.30	0.713	0.08689	0.19617	0.33107	0.00026519	0.945892	0.014735	64.194	0.289252	0.2893
0.2015	0.0605	0.30	0.703	0.08599	0.19482	0.33929	0.0002824	0.941764	0.014718	63.989	0.320458	0.6097
0.1980	0.0594	0.30	0.696	0.08534	0.19384	0.34529	0.00029541	0.938620	0.014705	63.832	0.223686	0.8334
0.1950	0.0585	0.30	0.690	0.08478	0.19299	0.35060	0.00030727	0.935744	0.014693	63.688	0.191279	1.0247
0.1900	0.0570	0.30	0.680	0.08382	0.19153	0.35982	0.0003286	0.930536	0.014671	63.425	0.317782	1.3425
0.1850	0.0555	0.30	0.670	0.08284	0.19003	0.36955	0.00035212	0.924750	0.014648	63.132	0.316393	1.6589
0.1750	0.0525	0.30	0.650	0.08077	0.18685	0.39067	0.000407	0.911099	0.014593	62.434	0.627830	2.2867
0.1610	0.0483	0.30	0.622	0.07765	0.18201	0.42464	0.00050676	0.885833	0.014493	61.120	0.864881	3.1516
0.1550	0.0465	0.30	0.610	0.07623	0.17978	0.44108	0.00056041	0.872055	0.014440	60.393	0.364541	3.5161
0.1410	0.0423	0.30	0.582	0.07268	0.17416	0.48487	0.00072167	0.830034	0.014278	58.132	0.829680	4.3458
0.1300	0.0390	0.30	0.560	0.06964	0.16927	0.52590	0.00089869	0.783135	0.014101	55.536	0.625178	4.9710
0.1150	0.0345	0.30	0.530	0.06509	0.16182	0.59449	0.00125664	0.686725	0.013743	49.968	0.791280	5.7622
0.0920	0.0276	0.30	0.484	0.05702	0.14815	0.74312	0.00234245	0.388134	0.012658	30.664	0.927268	6.6895

MÉTODO DE BAKHMETEFF O INTEGRACIÓN DIRECTA

Tabla N° 22: Datos para Caudal: 6.053 lt/s, So: 0.5%

Q=	0.0061	m ³ /s	n=	0.0096	
So=	0.0050		yc=	0.0275	m
b=	0.3000	m	yn=	0.0314	m

N:	2.6672	M:	3.0000	J:	3.9975	
y	u=y/yn	v=u ^N (N/J)	F(u,N)	F(v,J)	deltax	X
0.1625	5.1752	2.9947	0.0389	0.0125	32.335	0.000
0.1605	5.1127	2.9705	0.0397	0.0128	31.9396	0.400
0.1586	5.0502	2.9462	0.0405	0.0132	31.5441	0.790
0.1566	4.9878	2.9218	0.0414	0.0135	31.1485	1.190
0.1547	4.9253	2.8974	0.0423	0.0138	30.7528	1.580
0.1527	4.8628	2.8728	0.0432	0.0142	30.3571	1.980
0.1507	4.8003	2.8481	0.0441	0.0146	29.9612	2.370
0.1488	4.7379	2.8233	0.0451	0.015	29.5651	2.770
0.1468	4.6754	2.7985	0.0461	0.0154	29.169	3.170
0.1448	4.6129	2.7735	0.0472	0.0158	28.7727	3.560
0.1429	4.5505	2.7483	0.0483	0.0162	28.3763	3.960
0.1409	4.4880	2.7231	0.0494	0.0167	27.9798	4.360
0.139	4.4255	2.6978	0.0506	0.0172	27.5831	4.750
0.137	4.3631	2.6723	0.0518	0.0177	27.1862	5.150

Tabla N° 23: Datos para Caudal: 10.566 lt/s, So: 0.5%

Q=	0.0106	m ³ /s	n=	0.0096	
So=	0.0050		yc=	0.0398	m
b=	0.3000	m	yn=	0.0338	m

N:	2.6265	M:	3.0000	J:	4.1925	
y	u=y/yn	v=u ^N (N/J)	F(u,N)	F(v,J)	deltax	X
0.1815	5.3778	2.8688	0.0400	0.0109	36.2221	0.000
0.1795	5.3173	2.8485	0.0408	0.0111	35.8132	0.410
0.1774	5.2568	2.8282	0.0416	0.0114	35.4042	0.820
0.1754	5.1963	2.8078	0.0424	0.0117	34.9953	1.230
0.1733	5.1358	2.7872	0.0432	0.0119	34.5863	1.640
0.1713	5.0753	2.7666	0.0440	0.0122	34.1774	2.040
0.1693	5.0148	2.7459	0.0449	0.0125	33.7684	2.450
0.1672	4.9543	2.7251	0.0458	0.0128	33.3595	2.860
0.1652	4.8938	2.7042	0.0467	0.0132	32.9505	3.270
0.1631	4.8333	2.6832	0.0477	0.0135	32.5416	3.680
0.1611	4.7728	2.6621	0.0487	0.0138	32.1327	4.090
0.159	4.7123	2.641	0.0497	0.0142	31.7238	4.500
0.157	4.6519	2.6197	0.0508	0.0146	31.3149	4.910

Tabla N° 24: Datos para Caudal: 11.901 lt/s, So: 0.5%

Q=	0.0119	m ³ /s	n=	0.0096	
So=	0.0050		yc=	0.0431	m
b=	0.3000	m	yn=	0.0390	m

N:	2.6173	M:	3.0000	J:	4.24	
y	u=y/yn	v=u ^N (N/J)	F(u,N)	F(v,J)	deltax	X
0.188	4.8205	2.6404	0.0489	0.0134	37.4468	0.000
0.1857	4.7607	2.6201	0.0499	0.0137	36.9781	0.470
0.1833	4.7009	2.5997	0.0509	0.0141	36.5094	0.940
0.181	4.6410	2.5792	0.0520	0.0144	36.0406	1.410
0.1787	4.5812	2.5587	0.0531	0.0148	35.5718	1.880
0.1763	4.5214	2.538	0.0543	0.0152	35.1029	2.340
0.174	4.4615	2.5172	0.0555	0.0156	34.634	2.810
0.1717	4.4017	2.4963	0.0567	0.0161	34.165	3.280
0.1693	4.3419	2.4753	0.0580	0.0165	33.696	3.750
0.167	4.2821	2.4542	0.0593	0.017	33.227	4.220
0.1647	4.2222	2.433	0.0607	0.0175	32.7579	4.690
0.1623	4.1624	2.4116	0.0622	0.018	32.2888	5.160
0.16	4.1026	2.3902	0.0637	0.0185	31.8196	5.630

Tabla N° 25: Datos para Caudal: 15.006 lt/s, So: 0.5%

Q=	0.0150	m ³ /s	n=	0.0096	
So=	0.0050		yc=	0.0503	m
b=	0.3000	m	yn=	0.0540	m

N:	2.6020	M:	3.0000	J:	4.3225	
y	u=y/yn	v=u²(N/J)	F(u,N)	F(v,J)	deltax	X
0.196	3.6296	2.1728	0.0802	0.0232	38.6699	0.000
0.1939	3.5905	2.1586	0.0817	0.0237	38.2388	0.430
0.1918	3.5513	2.1444	0.0832	0.0243	37.8076	0.860
0.1897	3.5121	2.1301	0.0847	0.0248	37.3761	1.290
0.1875	3.4729	2.1158	0.0863	0.0254	36.9443	1.730
0.1854	3.4338	2.1014	0.0879	0.026	36.5124	2.160
0.1833	3.3946	2.0869	0.0895	0.0266	36.0802	2.590
0.1812	3.3554	2.0724	0.0913	0.0272	35.6477	3.020
0.1791	3.3162	2.0578	0.0931	0.0279	35.2151	3.450
0.177	3.2771	2.0431	0.0949	0.0286	34.7821	3.890
0.1748	3.2379	2.0284	0.0968	0.0293	34.3489	4.320
0.1727	3.1987	2.0136	0.0988	0.0301	33.9153	4.750
0.1706	3.1595	1.9987	0.1008	0.0308	33.4815	5.190
0.1685	3.1204	1.9838	0.1029	0.0316	33.0473	5.620

Tabla N° 26: Datos para Caudal: 16.857 lt/s, So: 0.5%

Q=	0.0169	m ³ /s	n=	0.0096	
So=	0.0050		yc=	0.0544	m
b=	0.3000	m	yn=	0.0551	m

N:	2.5922	M:	3.0000	J:	4.3775	
y	u=y/yn	v=u²(N/J)	F(u,N)	F(v,J)	deltax	X
0.2025	3.6751	2.1614	0.0801	0.0223	40.0156	0.000
0.2002	3.6340	2.147	0.0816	0.0228	39.5547	0.460
0.198	3.5928	2.1326	0.0831	0.0233	39.0936	0.920
0.1957	3.5516	2.118	0.0847	0.0239	38.6323	1.380
0.1934	3.5104	2.1035	0.0863	0.0244	38.1709	1.840
0.1912	3.4692	2.0888	0.0880	0.025	37.7092	2.310
0.1889	3.4280	2.0741	0.0898	0.0257	37.2474	2.770
0.1866	3.3868	2.0593	0.0915	0.0263	36.7853	3.230
0.1843	3.3457	2.0444	0.0934	0.027	36.323	3.690
0.1821	3.3045	2.0295	0.0953	0.0277	35.8605	4.160
0.1798	3.2633	2.0145	0.0973	0.0284	35.3978	4.620
0.1775	3.2221	1.9994	0.0993	0.0291	34.9348	5.080
0.1753	3.1809	1.9842	0.1015	0.0299	34.4716	5.540
0.173	3.1397	1.969	0.1037	0.0307	34.0081	6.010

Tabla N° 27: Datos para Caudal: 18.740 lt/s, So: 0.5%

Q=	0.0187	m ³ /s	n=	0.0096	
So=	0.0050		yc=	0.0584	m
b=	0.3000	m	yn=	0.0584	m

N:	2.5797	M:	3.0000	J:	4.45	
y	u=y/yn	v=u²(N/J)	F(u,N)	F(v,J)	deltax	X
0.211	3.6130	2.1057	0.0844	0.0226	41.6691	0.000
0.2085	3.5709	2.0915	0.0860	0.0231	41.1689	0.500
0.2061	3.5287	2.0771	0.0877	0.0237	40.6686	1.000
0.2036	3.4866	2.0627	0.0894	0.0243	40.168	1.500
0.2012	3.4444	2.0482	0.0912	0.0249	39.6673	2.000
0.1987	3.4023	2.0336	0.0930	0.0255	39.1663	2.500
0.1962	3.3601	2.019	0.0949	0.0262	38.6651	3.000
0.1938	3.3180	2.0043	0.0969	0.0269	38.1636	3.510
0.1913	3.2758	1.9895	0.0989	0.0276	37.6619	4.010
0.1888	3.2337	1.9746	0.1010	0.0283	37.16	4.510
0.1864	3.1915	1.9596	0.1032	0.0291	36.6578	5.010
0.1839	3.1494	1.9446	0.1055	0.0299	36.1553	5.510
0.1815	3.1072	1.9294	0.1078	0.0308	35.6526	6.020
0.179	3.0651	1.9142	0.1103	0.0316	35.1495	6.520

Tabla N° 28: Datos para Caudal: 20.510 lt/s, So: 0.5%

Q=	0.0205	m ³ /s				
So=	0.0050					
b=	0.3000	m				

n=	0.0096	
yc=	0.0620	m
yn=	0.0658	m

N: 2.5666 **M:** 3.0000 **J:** 4.53

y	u=y/yn	v=u ^N (N/J)	F(u,N)	F(v,J)	deltax	X
0.217	3.2979	1.9662	0.1002	0.0266	42.5976	0.000
0.2148	3.2651	1.9551	0.1019	0.0271	42.1561	0.440
0.2127	3.2324	1.9439	0.1035	0.0277	41.7144	0.880
0.2105	3.1997	1.9328	0.1053	0.0283	41.2724	1.330
0.2084	3.1669	1.9215	0.1070	0.0289	40.8302	1.770
0.2062	3.1342	1.9103	0.1088	0.0295	40.3877	2.210
0.2041	3.1015	1.8989	0.1107	0.0302	39.9449	2.650
0.2019	3.0687	1.8875	0.1126	0.0309	39.5018	3.100
0.1998	3.0360	1.8761	0.1146	0.0315	39.0584	3.540
0.1976	3.0033	1.8646	0.1167	0.0323	38.6147	3.980
0.1955	2.9705	1.8531	0.1188	0.033	38.1707	4.430
0.1933	2.9378	1.8415	0.1209	0.0338	37.7263	4.870
0.1912	2.9051	1.8298	0.1232	0.0346	37.2816	5.320
0.189	2.8723	1.8181	0.1255	0.0354	36.8366	5.760

Tabla N° 29: Datos para Caudal: 6.053 lt/s, So: 1.0 %

Q=	0.0061	m ³ /s				
So=	0.0100					
b=	0.3000	m				

n=	0.0096	
yc=	0.0275	m
yn=	0.0237	m

N: 2.6672 **M:** 3.0000 **J:** 3.9975

y	u=y/yn	v=u ^N (N/J)	F(u,N)	F(v,J)	deltax	X
0.162	6.8354	3.904	0.0220	0.0076	16.1876	0.000
0.1574	6.6423	3.8255	0.0231	0.0081	15.7297	0.460
0.1528	6.4492	3.7464	0.0243	0.0085	15.2717	0.920
0.1483	6.2561	3.6665	0.0256	0.0091	14.8137	1.370
0.1437	6.0630	3.5859	0.0270	0.0097	14.3558	1.830
0.1391	5.8698	3.5046	0.0285	0.0103	13.8978	2.290
0.1345	5.6767	3.4225	0.0302	0.011	13.4399	2.750
0.13	5.4836	3.3396	0.0321	0.0118	12.9819	3.210
0.1254	5.2905	3.2558	0.0341	0.0127	12.524	3.660
0.1208	5.0974	3.1712	0.0364	0.0137	12.0662	4.120
0.1162	4.9043	3.0856	0.0389	0.0148	11.6083	4.580
0.1117	4.7111	2.999	0.0417	0.0161	11.1506	5.040
0.1071	4.5180	2.9113	0.0448	0.0175	10.6929	5.490
0.1025	4.3249	2.8226	0.0483	0.0191	10.2353	5.950

Tabla N° 30: Datos para Caudal: 10.566 lt/s, So: 1.0 %

Q=	0.0106	m ³ /s				
So=	0.0100					
b=	0.3000	m				

n=	0.0096	
yc=	0.0398	m
yn=	0.0285	m

N: 2.6740 **M:** 3.0000 **J:** 3.9675

y	u=y/yn	v=u ^N (N/J)	F(u,N)	F(v,J)	deltax	X
0.177	6.2105	3.4241	0.0282	0.0088	17.7206	0.000
0.172	6.0336	3.358	0.0296	0.0093	17.2185	0.500
0.1669	5.8567	3.2914	0.0311	0.0099	16.7166	1.000
0.1619	5.6798	3.224	0.0327	0.0105	16.215	1.510
0.1568	5.5029	3.156	0.0345	0.0112	15.7136	2.010
0.1518	5.3260	3.0873	0.0365	0.0119	15.2127	2.510
0.1468	5.1491	3.0178	0.0386	0.0128	14.7121	3.010
0.1417	4.9722	2.9475	0.0410	0.0137	14.2119	3.510
0.1367	4.7953	2.8764	0.0436	0.0148	13.7124	4.010
0.1316	4.6184	2.8044	0.0464	0.0159	13.2135	4.510
0.1266	4.4415	2.7316	0.0496	0.0172	12.7153	5.010
0.1215	4.2646	2.6578	0.0531	0.0187	12.218	5.500
0.1165	4.0877	2.583	0.0571	0.0204	11.7219	6.000

Tabla N° 31: Datos para Caudal: 11.901 lt/s, So: 1.0 %

Q=	0.0119	m ³ /s	n=	0.0096	
So=	0.0010		yc=	0.0431	m
b=	0.3000	m	yn=	0.0333	m

N:	2.6494	M:	3.0000	J:	4.08	
y	u=y/yn	v=u²(N/J)	F(u,N)	F(v,J)	deltax	X
0.186	5.5940	3.0587	0.0356	0.0104	18.5979	0.000
0.1813	5.4536	3.0086	0.0371	0.011	18.1323	0.470
0.1767	5.3133	2.9581	0.0388	0.0116	17.6667	0.930
0.172	5.1729	2.9071	0.0405	0.0122	17.2013	1.400
0.1673	5.0326	2.8557	0.0424	0.0129	16.7361	1.860
0.1627	4.8922	2.8037	0.0445	0.0137	16.2711	2.330
0.158	4.7519	2.7512	0.0467	0.0145	15.8063	2.790
0.1533	4.6115	2.6982	0.0491	0.0154	15.3418	3.260
0.1487	4.4712	2.6446	0.0517	0.0164	14.8775	3.720
0.144	4.3308	2.5903	0.0545	0.0175	14.4136	4.180
0.1393	4.1905	2.5355	0.0576	0.0187	13.9502	4.650
0.1347	4.0501	2.48	0.0609	0.02	13.4872	5.110
0.13	3.9098	2.4239	0.0647	0.0215	13.0247	5.570

Tabla N° 32: Datos para Caudal: 15.006 lt/s, So: 1.0 %

Q=	0.0150	m ³ /s	n=	0.0096	
So=	0.0100		yc=	0.0503	m
b=	0.3000	m	yn=	0.0416	m

N:	2.6478	M:	3.0000	J:	4.0875	
y	u=y/yn	v=u²(N/J)	F(u,N)	F(v,J)	deltax	X
0.1925	4.6274	2.6977	0.0489	0.0152	19.2194	0.000
0.1873	4.5026	2.6503	0.0512	0.0161	18.7005	0.520
0.1821	4.3778	2.6025	0.0537	0.017	18.1818	1.040
0.1769	4.2530	2.5542	0.0563	0.0181	17.6631	1.560
0.1717	4.1281	2.5054	0.0592	0.0192	17.1447	2.070
0.1665	4.0033	2.456	0.0623	0.0204	16.6265	2.590
0.1613	3.8785	2.4061	0.0657	0.0218	16.1086	3.110
0.1562	3.7537	2.3557	0.0694	0.0233	15.5909	3.630
0.151	3.6289	2.3047	0.0735	0.025	15.0737	4.150
0.1458	3.5041	2.253	0.0780	0.0268	14.5568	4.660
0.1406	3.3793	2.2007	0.0829	0.0289	14.0405	5.180
0.1354	3.2544	2.1477	0.0883	0.0312	13.5249	5.690
0.1302	3.1296	2.094	0.0944	0.0338	13.0101	6.210
0.125	3.0048	2.0395	0.1012	0.0367	12.4963	6.720

Tabla N° 33: Datos para Caudal: 16.857 lt/s, So: 1.0 %

Q=	0.0169	m ³ /s	n=	0.0096	
So=	0.0100		yc=	0.0544	m
b=	0.3000	m	yn=	0.0432	m

N:	2.6299	M:	3.0000	J:	4.175	
y	u=y/yn	v=u²(N/J)	F(u,N)	F(v,J)	deltax	X
0.2	4.6296	2.6257	0.0508	0.0148	19.9833	0.000
0.195	4.5139	2.5841	0.0530	0.0156	19.4846	0.500
0.19	4.3981	2.5422	0.0553	0.0164	18.986	1.000
0.185	4.2824	2.4998	0.0578	0.0173	18.4878	1.500
0.18	4.1667	2.4571	0.0605	0.0183	17.9898	1.990
0.175	4.0509	2.4139	0.0634	0.0194	17.492	2.490
0.17	3.9352	2.3702	0.0665	0.0206	16.9947	2.990
0.165	3.8194	2.326	0.0699	0.0219	16.4977	3.490
0.16	3.7037	2.2814	0.0735	0.0233	16.0013	3.980
0.155	3.5880	2.2362	0.0775	0.0248	15.5054	4.480
0.15	3.4722	2.1905	0.0819	0.0266	15.0101	4.970
0.145	3.3565	2.1442	0.0866	0.0285	14.5156	5.470
0.14	3.2407	2.0973	0.0919	0.0306	14.0221	5.960
0.135	3.1250	2.0498	0.0977	0.033	13.5296	6.450

Tabla N° 34: Datos para Caudal: 18.740 lt/s, So: 1.0 %

Q=	0.0187	m ³ /s	n=	0.0096	
So=	0.0010		yc=	0.0584	m
b=	0.3000	m	yn=	0.0457	m

N:	2.6245	M:	3.0000	J:	4.2025	
y	u=y/yn	v=u^N(N/J)	F(u,N)	F(v,J)	deltax	X
0.2075	5.1617	2.7871	0.0430	0.0118	20.8098	0.000
0.2018	5.0191	2.7387	0.0450	0.0125	20.2421	0.570
0.196	4.8766	2.6899	0.0472	0.0132	19.675	1.130
0.1903	4.7340	2.6405	0.0496	0.014	19.1085	1.700
0.1846	4.5915	2.5906	0.0521	0.0149	18.5428	2.270
0.1788	4.4489	2.54	0.0549	0.0159	17.978	2.830
0.1731	4.3064	2.4889	0.0579	0.017	17.4142	3.400
0.1674	4.1638	2.4371	0.0612	0.0182	16.8515	3.960
0.1617	4.0212	2.3847	0.0648	0.0195	16.2902	4.520
0.1559	3.8787	2.3315	0.0688	0.021	15.7304	5.080
0.1502	3.7361	2.2776	0.0732	0.0227	15.1725	5.640
0.1445	3.5936	2.223	0.0781	0.0246	14.6167	6.190
0.1387	3.4510	2.1675	0.0835	0.0267	14.0636	6.750
0.133	3.3085	2.1111	0.0896	0.0291	13.5135	7.300

Tabla N° 35: Datos para Caudal: 20.510 lt/s, So: 1.0 %

Q=	0.0205	m ³ /s	n=	0.0096	
So=	0.0100		yc=	0.0620	m
b=	0.3000	m	yn=	0.0535	m

N:	2.6065	M:	3.0000	J:	4.2975	
y	u=y/yn	v=u^N(N/J)	F(u,N)	F(v,J)	deltax	X
0.213	3.9813	2.3117	0.0683	0.0194	21.2002	0.000
0.2079	3.8857	2.2778	0.0711	0.0203	20.6873	0.510
0.2028	3.7901	2.2437	0.0741	0.0214	20.1744	1.030
0.1977	3.6945	2.2092	0.0773	0.0225	19.6616	1.540
0.1925	3.5988	2.1743	0.0806	0.0238	19.1489	2.050
0.1874	3.5032	2.1391	0.0843	0.0251	18.6363	2.560
0.1823	3.4076	2.1035	0.0882	0.0266	18.1238	3.080
0.1772	3.3120	2.0675	0.0925	0.0282	17.6115	3.590
0.1721	3.2164	2.0311	0.0971	0.0299	17.0994	4.100
0.167	3.1208	1.9943	0.1020	0.0319	16.5876	4.610
0.1618	3.0252	1.957	0.1075	0.034	16.0761	5.120
0.1567	2.9295	1.9192	0.1134	0.0363	15.5649	5.640
0.1516	2.8339	1.881	0.1198	0.0389	15.0543	6.150
0.1465	2.7383	1.8422	0.1270	0.0418	14.5443	6.660

Tabla N° 36: Datos para Caudal: 6.053 lt/s, So: 1.5 %

Q=	0.0061	m ³ /s	n=	0.0096	
So=	0.0150		yc=	0.0275	m
b=	0.3000	m	yn=	0.0210	m

N:	2.7590	M:	3.0000	J:	3.635	
y	u=y/yn	v=u^N(N/J)	F(u,N)	F(v,J)	deltax	X
0.158	7.5238	4.6262	0.0164	0.0067	10.5382	0.000
0.1512	7.1978	4.4733	0.0177	0.0073	10.0826	0.460
0.1443	6.8718	4.3186	0.0192	0.0081	9.627	0.910
0.1375	6.5458	4.1622	0.0209	0.0089	9.1716	1.370
0.1306	6.2198	4.0039	0.0229	0.0098	8.7164	1.820
0.1238	5.8938	3.8436	0.0252	0.011	8.2614	2.280
0.1169	5.5678	3.6811	0.0278	0.0123	7.8068	2.730
0.1101	5.2418	3.5164	0.0310	0.0139	7.3526	3.190
0.1032	4.9158	3.3491	0.0347	0.0158	6.8989	3.640
0.0964	4.5897	3.1791	0.0392	0.0181	6.4459	4.090
0.0895	4.2637	3.0062	0.0447	0.021	5.9938	4.540
0.0827	3.9377	2.8301	0.0515	0.0247	5.5431	5.000
0.0758	3.6117	2.6504	0.0601	0.0295	5.0943	5.440
0.069	3.2857	2.4668	0.0712	0.0357	4.6483	5.890

Tabla N° 37: Datos para Caudal: 10.566 lt/s, So: 1.5 %

Q=	0.0106	m ³ /s	n=	0.0096	
So=	0.0150		yc=	0.0398	m
b=	0.3000	m	yn=	0.0258	m

N:	2.7143	M:	3.0000	J:	3.8	
y	u=y/yn	v=u^N(N/J)	F(u,N)	F(v,J)	deltax	X
0.175	6.7961	3.9307	0.0219	0.0078	11.6979	0.000
0.1675	6.5049	3.8096	0.0236	0.0085	11.2013	0.500
0.16	6.2136	3.687	0.0255	0.0093	10.7052	0.990
0.1525	5.9223	3.5627	0.0277	0.0102	10.2097	1.490
0.145	5.6311	3.4367	0.0303	0.0113	9.7151	1.980
0.1375	5.3398	3.3087	0.0332	0.0126	9.2214	2.480
0.13	5.0485	3.1788	0.0365	0.0141	8.729	2.970
0.1225	4.7573	3.0467	0.0405	0.0159	8.2381	3.460
0.115	4.4660	2.9123	0.0452	0.018	7.7492	3.950
0.1075	4.1748	2.7753	0.0508	0.0207	7.263	4.430
0.1	3.8835	2.6356	0.0576	0.0239	6.7803	4.920
0.0925	3.5922	2.4928	0.0659	0.028	6.3024	5.400
0.085	3.3010	2.3467	0.0765	0.0333	5.8312	5.870

Tabla N° 38: Datos para Caudal: 11.901 lt/s, So: 1.5 %

Q=	0.0119	m ³ /s	n=	0.0096	
So=	0.0150		yc=	0.0431	m
b=	0.3000	m	yn=	0.0296	m

N:	2.6993	M:	3.0000	J:	3.86	
y	u=y/yn	v=u^N(N/J)	F(u,N)	F(v,J)	deltax	X
0.182	6.1486	3.5612	0.0270	0.0093	12.161	0.000
0.1743	5.8896	3.4556	0.0290	0.0101	11.6531	0.510
0.1667	5.6306	3.3486	0.0313	0.0111	11.1458	1.020
0.159	5.3716	3.2401	0.0340	0.0122	10.639	1.520
0.1513	5.1126	3.1301	0.0369	0.0134	10.1331	2.030
0.1437	4.8536	3.0183	0.0404	0.0149	9.6282	2.530
0.136	4.5946	2.9048	0.0444	0.0167	9.1244	3.040
0.1283	4.3356	2.7893	0.0490	0.0188	8.6222	3.540
0.1207	4.0766	2.6717	0.0545	0.0212	8.122	4.040
0.113	3.8176	2.5518	0.0610	0.0243	7.6243	4.540
0.1053	3.5586	2.4294	0.0689	0.028	7.1301	5.030
0.0977	3.2995	2.3044	0.0786	0.0327	6.6406	5.520
0.09	3.0405	2.1763	0.0907	0.0386	6.1577	6.000

Tabla N° 39: Datos para Caudal: 15.006 lt/s, So: 1.5 %

Q=	0.0150	m ³ /s	n=	0.0096	
So=	0.0150		yc=	0.0503	m
b=	0.3000	m	yn=	0.0326	m

N:	2.6908	M:	3.0000	J:	3.895	
y	u=y/yn	v=u^N(N/J)	F(u,N)	F(v,J)	deltax	X
0.1895	5.8129	3.3735	0.0303	0.0103	12.6861	0.000
0.1818	5.5769	3.2783	0.0325	0.0112	12.1788	0.510
0.1741	5.3410	3.1818	0.0350	0.0122	11.6723	1.010
0.1664	5.1050	3.084	0.0377	0.0133	11.1668	1.520
0.1587	4.8690	2.9848	0.0409	0.0147	10.6625	2.020
0.151	4.6331	2.8841	0.0445	0.0162	10.1597	2.530
0.1433	4.3971	2.7818	0.0487	0.018	9.6587	3.030
0.1357	4.1612	2.6778	0.0535	0.0201	9.1599	3.530
0.128	3.9252	2.572	0.0592	0.0227	8.6641	4.020
0.1203	3.6892	2.4641	0.0658	0.0257	8.172	4.510
0.1126	3.4533	2.3542	0.0738	0.0294	7.6847	5.000
0.1049	3.2173	2.2418	0.0834	0.034	7.204	5.480
0.0972	2.9814	2.1269	0.0952	0.0398	6.7321	5.950
0.0895	2.7454	2.0091	0.1101	0.0472	6.2726	6.410

Tabla N° 40: Datos para Caudal: 16.857 lt/s, So: 1.5 %

Q=	0.0169	m ³ /s	n=	0.0096	
So=	0.0150		yc=	0.0544	m
b=	0.3000	m	yn=	0.0365	m

N:	2.6938	M:	3.0000	J:	3.8825	
y	u=y/yn	v=u²(N/J)	F(u,N)	F(v,J)	deltax	X
0.1965	5.3836	3.2155	0.0342	0.012	13.1563	0.000
0.1875	5.1380	3.113	0.0371	0.0132	12.5657	0.590
0.1786	4.8925	3.009	0.0403	0.0146	11.9763	1.180
0.1696	4.6470	2.9034	0.0440	0.0162	11.3884	1.770
0.1607	4.4015	2.7961	0.0483	0.0181	10.8023	2.350
0.1517	4.1560	2.687	0.0533	0.0203	10.2185	2.940
0.1427	3.9104	2.5758	0.0592	0.0229	9.6377	3.520
0.1338	3.6649	2.4625	0.0662	0.0262	9.0607	4.100
0.1248	3.4194	2.3468	0.0746	0.0301	8.4889	4.670
0.1158	3.1739	2.2286	0.0849	0.0351	7.9241	5.230
0.1069	2.9283	2.1075	0.0978	0.0414	7.3689	5.790
0.0979	2.6828	1.9832	0.1141	0.0497	6.8277	6.330
0.089	2.4373	1.8555	0.1354	0.0608	6.3072	6.850
0.08	2.1918	1.7237	0.1642	0.0762	5.8192	7.340

Tabla N° 41: Datos para Caudal: 18.740 lt/s, So: 1.5 %

Q=	0.0187	m ³ /s	n=	0.0096	
So=	0.0150		yc=	0.0584	m
b=	0.3000	m	yn=	0.0402	m

N:	2.6711	M:	3.0000	J:	3.98	
y	u=y/yn	v=u²(N/J)	F(u,N)	F(v,J)	deltax	X
0.205	5.0995	2.9844	0.0395	0.013	13.7196	0.000
0.1962	4.8814	2.8981	0.0425	0.0142	13.1415	0.580
0.1875	4.6632	2.8105	0.0459	0.0155	12.5646	1.160
0.1787	4.4451	2.7216	0.0498	0.0171	11.9889	1.730
0.1699	4.2269	2.6312	0.0542	0.019	11.4149	2.300
0.1612	4.0088	2.5393	0.0593	0.0211	10.8429	2.880
0.1524	3.7907	2.4457	0.0653	0.0236	10.2735	3.450
0.1436	3.5725	2.3503	0.0722	0.0267	9.7075	4.010
0.1348	3.3544	2.253	0.0804	0.0303	9.1457	4.570
0.1261	3.1362	2.1536	0.0903	0.0348	8.5896	5.130
0.1173	2.9181	2.0519	0.1022	0.0404	8.0413	5.680
0.1085	2.7000	1.9476	0.1170	0.0475	7.5036	6.220
0.0998	2.4818	1.8405	0.1357	0.0567	6.9813	6.740
0.091	2.2637	1.7303	0.1599	0.0689	6.4816	7.240

Tabla N° 42: Datos para Caudal: 20.510 lt/s, So: 1.5 %

Q=	0.0205	m ³ /s	n=	0.0096	
So=	0.0150		yc=	0.0620	m
b=	0.3000	m	yn=	0.0456	m

N:	2.6633	M:	3.0000	J:	4.015	
y	u=y/yn	v=u²(N/J)	F(u,N)	F(v,J)	deltax	X
0.211	4.6272	2.7627	0.0473	0.0156	14.1025	0.000
0.2018	4.4265	2.6826	0.0510	0.0171	13.498	0.600
0.1927	4.2257	2.6013	0.0552	0.0187	12.8945	1.210
0.1835	4.0250	2.5187	0.0599	0.0207	12.2922	1.810
0.1744	3.8242	2.4346	0.0653	0.023	11.6916	2.410
0.1652	3.6235	2.3491	0.0715	0.0256	11.0931	3.010
0.1561	3.4227	2.2619	0.0788	0.0288	10.4971	3.610
0.1469	3.2220	2.173	0.0874	0.0326	9.9045	4.200
0.1378	3.0213	2.0822	0.0976	0.0372	9.3163	4.790
0.1286	2.8205	1.9894	0.1099	0.0429	8.7342	5.370
0.1195	2.6198	1.8943	0.1249	0.05	8.1604	5.940
0.1103	2.4190	1.7968	0.1437	0.0591	7.5983	6.500
0.1012	2.2183	1.6964	0.1677	0.0712	7.0534	7.050
0.092	2.0175	1.593	0.1993	0.0875	6.5349	7.570

MÉTODO TRAMO A TRAMO O TRAMOS FIJOS

Tabla N° 43: Datos para Caudal: 6.053 lt/s, So: 0.5%

Q=	0.0061	m ³ /s
So=	0.0050	
b=	0.3000	m
n=	0.0096	

x	dx	Sodx	y	A	p	R	R2/3	v	v2/2g	E	Sodx+E	Se	SeP	SePdx	E+SePdx
0.000	0.150	-0.00075	0.1625	0.04875	0.625	0.0780	0.1826	0.1242	0.00079	0.1633	0.16254	4.307E-05			
-0.150	0.150	-0.00075	0.1616	0.04848	0.623	0.0778	0.1822	0.1249	0.00079	0.1624	0.16164	4.37063E-05	4.33882E-05	-6.50822E-06	0.16239
-0.450	0.300	-0.00150	0.1600	0.04800	0.620	0.0774	0.1816	0.1261	0.00081	0.1608	0.15931	4.48712E-05	4.42888E-05	-1.32866E-05	0.16080
-0.750	0.300	-0.00150	0.1590	0.04770	0.618	0.0772	0.1813	0.1269	0.00082	0.1598	0.15832	4.56219E-05	4.52466E-05	-1.3574E-05	0.15981
-1.100	0.350	-0.00175	0.1580	0.04740	0.616	0.0769	0.1809	0.1277	0.00083	0.1588	0.15708	4.63906E-05	4.60062E-05	-1.61022E-05	0.15882
-1.400	0.300	-0.00150	0.1560	0.04680	0.612	0.0765	0.1802	0.1293	0.00085	0.1569	0.15535	4.79843E-05	4.71874E-05	-1.41562E-05	0.15684
-1.700	0.300	-0.00150	0.1550	0.04650	0.610	0.0762	0.1798	0.1302	0.00086	0.1559	0.15436	4.88105E-05	4.83974E-05	-1.45192E-05	0.15585
-2.355	0.655	-0.00328	0.1535	0.04606	0.607	0.0759	0.1792	0.1314	0.00088	0.1544	0.15113	5.00709E-05	4.94407E-05	-3.23837E-05	0.15437
-2.955	0.600	-0.00300	0.1500	0.04500	0.600	0.0750	0.1778	0.1345	0.00092	0.1509	0.14792	5.32611E-05	5.16666E-05	-3.09966E-05	0.15089
-3.605	0.650	-0.00325	0.1480	0.04440	0.596	0.0745	0.1770	0.1363	0.00095	0.1489	0.14570	5.52037E-05	5.42324E-05	-3.52511E-05	0.14891
-4.205	0.600	-0.00300	0.1440	0.04320	0.588	0.0735	0.1754	0.1401	0.00100	0.1450	0.14200	5.94028E-05	5.73033E-05	-3.4382E-05	0.14497
-4.855	0.650	-0.00325	0.1410	0.04230	0.582	0.0727	0.1742	0.1431	0.00104	0.1420	0.13879	6.28559E-05	6.11294E-05	-3.97341E-05	0.14200
-5.455	0.600	-0.00300	0.1386	0.04158	0.577	0.0720	0.1731	0.1456	0.00108	0.1397	0.13668	6.58269E-05	6.43414E-05	-3.86048E-05	0.13964
-6.125	0.670	-0.00335	0.1356	0.04068	0.571	0.0712	0.1718	0.1488	0.00113	0.1367	0.13338	6.98309E-05	6.78289E-05	-4.54453E-05	0.13668

Tabla N° 44: Datos para Caudal: 10.566 lt/s, So: 0.5%

Q=	0.0106	m ³ /s
So=	0.0050	
b=	0.3000	m
n=	0.0096	

x	dx	Sodx	y	A	p	R	R2/3	v	v2/2g	E	Sodx+E	Se	SeP	SePdx	E+SePdx
0.000	0.150	-0.00075	0.1815	0.05445	0.663	0.0821	0.1889	0.1940	0.00192	0.1834	0.18267	9.82098E-05			
-0.150	0.150	-0.00075	0.1808	0.05423	0.662	0.0820	0.1887	0.1949	0.00194	0.1827	0.18194	9.92745E-05	9.87422E-05	-1.48113E-05	0.18267
-0.450	0.300	-0.00150	0.1800	0.05400	0.660	0.0818	0.1885	0.1957	0.00195	0.1820	0.18045	0.000100356	9.98152E-05	-2.99445E-05	0.18192
-0.750	0.300	-0.00150	0.1785	0.05355	0.657	0.0815	0.1880	0.1973	0.00198	0.1805	0.17898	0.000102574	0.000101465	-3.04395E-05	0.18045
-1.100	0.350	-0.00175	0.1770	0.05310	0.654	0.0812	0.1875	0.1990	0.00202	0.1790	0.17727	0.000104855	0.000103714	-3.63E-05	0.17898
-1.400	0.300	-0.00150	0.1752	0.05257	0.650	0.0808	0.1869	0.2010	0.00206	0.1773	0.17580	0.00010762	0.000106237	-3.18712E-05	0.17727
-1.700	0.300	-0.00150	0.1737	0.05212	0.647	0.0805	0.1864	0.2027	0.00209	0.1758	0.17434	0.000110075	0.000108848	-3.26543E-05	0.17580
-2.355	0.655	-0.00328	0.1723	0.05169	0.645	0.0802	0.1860	0.2044	0.00213	0.1744	0.17114	0.000112525	0.00011113	-7.29015E-05	0.17434
-2.955	0.600	-0.00300	0.1690	0.05070	0.638	0.0795	0.1848	0.2084	0.00221	0.1712	0.16821	0.000118363	0.000115444	-6.92663E-05	0.17114
-3.605	0.650	-0.00325	0.1660	0.04980	0.632	0.0788	0.1838	0.2122	0.00229	0.1683	0.16504	0.000124076	0.000121219	-7.87925E-05	0.16821
-4.205	0.600	-0.00300	0.1627	0.04881	0.625	0.0780	0.1826	0.2165	0.00239	0.1651	0.16210	0.000130788	0.000127432	-7.64591E-05	0.16502
-4.855	0.650	-0.00325	0.1597	0.04791	0.619	0.0773	0.1815	0.2205	0.00248	0.1622	0.15893	0.000137406	0.000134097	-8.71628E-05	0.16209
-5.455	0.600	-0.00300	0.1564	0.04692	0.613	0.0766	0.1803	0.2252	0.00258	0.1590	0.15598	0.000145221	0.000141313	-8.47878E-05	0.15890
-6.125	0.670	-0.00335	0.1534	0.04602	0.607	0.0758	0.1792	0.2296	0.00269	0.1561	0.15275	0.000152853	0.000149037	-9.98548E-05	0.15600

Tabla N° 45: Datos para Caudal: 11.901 lt/s, So: 0.5%

Q=	0.0119	m ³ /s
So=	0.0050	
b=	0.3000	m
n=	0.0096	

x	dx	Sodx	y	A	p	R	R2/3	v	v2/2g	E	Sodx+E	Se	SeP	SePdx	E+SePdx
0.000	0.150	-0.00075	0.1880	0.05640	0.676	0.0834	0.1909	0.2110	0.00227	0.1903	0.18952	0.000113712			
-0.150	0.150	-0.00075	0.1873	0.05618	0.675	0.0833	0.1907	0.2118	0.00229	0.1896	0.18882	0.000114849	0.000114281	-1.71421E-05	0.18955
-0.450	0.300	-0.00150	0.1866	0.05597	0.673	0.0831	0.1905	0.2126	0.00230	0.1889	0.18736	0.000116017	0.000115433	-3.46299E-05	0.18882
-0.750	0.300	-0.00150	0.1851	0.05552	0.670	0.0828	0.1900	0.2144	0.00234	0.1874	0.18590	0.000118467	0.000117242	-3.51726E-05	0.18736
-1.100	0.350	-0.00175	0.1836	0.05507	0.667	0.0825	0.1896	0.2161	0.00238	0.1859	0.18420	0.000120982	0.000119724	-4.19035E-05	0.18590
-1.400	0.300	-0.00150	0.1818	0.05454	0.664	0.0822	0.1890	0.2182	0.00243	0.1842	0.18274	0.000124034	0.000122508	-3.67523E-05	0.18420
-1.700	0.300	-0.00150	0.1803	0.05410	0.661	0.0819	0.1886	0.2200	0.00247	0.1828	0.18128	0.000126734	0.000125384	-3.76151E-05	0.18275
-2.355	0.655	-0.00328	0.1789	0.05366	0.658	0.0816	0.1881	0.2218	0.00251	0.1814	0.17810	0.000129431	0.000128083	-3.88941E-05	0.18129
-2.955	0.600	-0.00300	0.1756	0.05268	0.651	0.0809	0.1870	0.2259	0.00260	0.1782	0.17519	0.000135842	0.000132637	-7.95821E-05	0.17811
-3.605	0.650	-0.00325	0.1726	0.05178	0.645	0.0803	0.1861	0.2298	0.00269	0.1753	0.17204	0.000142091	0.000138967	-9.03284E-05	0.17520
-4.205	0.600	-0.00300	0.1693	0.05080	0.639	0.0795	0.1850	0.2343	0.00280	0.1721	0.16913	0.000149379	0.000145735	-8.7441E-05	0.17204
-4.855	0.650	-0.00325	0.1663	0.04990	0.633	0.0789	0.1839	0.2385	0.00290	0.1692	0.16598	0.000156569	0.000152974	-9.94331E-05	0.16913
-5.455	0.600	-0.00300	0.1631	0.04892	0.626	0.0781	0.1828	0.2433	0.00302	0.1661	0.16308	0.000164986	0.000160778	-9.64666E-05	0.16598
-6.125	0.670	-0.00335	0.1601	0.04802	0.620	0.0774	0.1817	0.2478	0.00313	0.1632	0.15985	0.000173257	0.000169122	-0.000113311	0.16309

Tabla N° 46: Datos para Caudal: 15.006 lt/s, So: 0.5%

Q=	0.0150 m ³ /s
So=	0.0050
b=	0.3000 m
n=	0.0096

x	dx	Sodx	y	A	p	R	R2/3	v	v2/2g	E	Sodx+E	Se	SeP	SePdx	E+SePdx
0.000	0.150	-0.00075	0.1960	0.05880	0.692	0.0850	0.1933	0.2552	0.00332	0.1993	0.19857	0.000162326			
-0.150	0.150	-0.00075	0.1953	0.05858	0.691	0.0848	0.1931	0.2562	0.00335	0.1986	0.19785	0.000163939	0.000163133	-2.44699E-05	0.19857
-0.450	0.300	-0.00150	0.1945	0.05835	0.689	0.0847	0.1928	0.2572	0.00337	0.1979	0.19637	0.000165575	0.000164757	-4.94271E-05	0.19782
-0.750	0.300	-0.00150	0.1930	0.05790	0.686	0.0844	0.1924	0.2592	0.00342	0.1964	0.19492	0.000168923	0.000167249	-5.01746E-05	0.19637
-1.100	0.350	-0.00175	0.1915	0.05745	0.683	0.0841	0.1920	0.2612	0.00348	0.1950	0.19323	0.000172347	0.000170635	-5.97221E-05	0.19492
-1.400	0.300	-0.00150	0.1897	0.05692	0.679	0.0838	0.1915	0.2636	0.00354	0.1933	0.19179	0.000176517	0.000174432	-5.23295E-05	0.19323
-1.700	0.300	-0.00150	0.1882	0.05647	0.676	0.0835	0.1910	0.2657	0.00360	0.1918	0.19035	0.000180167	0.000178342	-5.35025E-05	0.19179
-2.355	0.655	-0.00328	0.1868	0.05605	0.674	0.0832	0.1906	0.2677	0.00365	0.1905	0.18720	0.000183757	0.000181962	-0.000119185	0.19036
-2.955	0.600	-0.00300	0.1835	0.05506	0.667	0.0825	0.1896	0.2725	0.00379	0.1873	0.18432	0.000192438	0.000188098	-0.000112859	0.18720
-3.605	0.650	-0.00325	0.1805	0.05416	0.661	0.0819	0.1886	0.2771	0.00391	0.1845	0.18120	0.000200852	0.000196645	-0.000127819	0.18432
-4.205	0.600	-0.00300	0.1773	0.05319	0.655	0.0813	0.1876	0.2821	0.00406	0.1814	0.17836	0.000210559	0.000205705	-0.000123423	0.18123
-4.855	0.650	-0.00325	0.1743	0.05229	0.649	0.0806	0.1866	0.2870	0.00420	0.1785	0.17525	0.000220164	0.000215361	-0.000139985	0.17836
-5.455	0.600	-0.00300	0.1710	0.05130	0.642	0.0799	0.1855	0.2925	0.00436	0.1754	0.17236	0.00023147	0.000225817	-0.00013549	0.17523
-6.125	0.670	-0.00335	0.1680	0.05040	0.636	0.0792	0.1845	0.2977	0.00452	0.1725	0.16917	0.000242482	0.000236976	-0.000158774	0.17236

Tabla N° 47: Datos para Caudal: 16.857 lt/s, So: 0.5%

Q=	0.0169 m ³ /s
So=	0.0050
b=	0.3000 m
n=	0.0096

x	dx	Sodx	y	A	p	R	R2/3	v	v2/2g	E	Sodx+E	Se	SeP	SePdx	E+SePdx
0.000	0.150	-0.00075	0.2025	0.06075	0.705	0.0862	0.1951	0.2775	0.00392	0.2064	0.20567	0.000188351			
-0.150	0.150	-0.00075	0.2018	0.06053	0.704	0.0860	0.1949	0.2785	0.00395	0.2057	0.20495	0.000190154	0.000189252	-2.83878E-05	0.20568
-0.450	0.300	-0.00150	0.2010	0.06031	0.702	0.0859	0.1947	0.2795	0.00398	0.2050	0.20351	0.000191918	0.000191036	-5.73108E-05	0.20495
-0.750	0.300	-0.00150	0.1995	0.05986	0.699	0.0856	0.1943	0.2816	0.00404	0.2036	0.20207	0.000195644	0.000193781	-5.81343E-05	0.20351
-1.100	0.350	-0.00175	0.1980	0.05941	0.696	0.0854	0.1939	0.2837	0.00410	0.2021	0.20039	0.00019945	0.000197547	-6.91414E-05	0.20207
-1.400	0.300	-0.00150	0.1963	0.05888	0.693	0.0850	0.1934	0.2863	0.00418	0.2005	0.19896	0.000204093	0.000201771	-6.05314E-05	0.20040
-1.700	0.300	-0.00150	0.1948	0.05844	0.690	0.0847	0.1929	0.2885	0.00424	0.1990	0.19753	0.000208143	0.000206118	-6.18353E-05	0.19897
-2.355	0.655	-0.00328	0.1934	0.05801	0.687	0.0845	0.1925	0.2906	0.00430	0.1977	0.19440	0.000212109	0.000210117	-0.000137626	0.19754
-2.955	0.600	-0.00300	0.1901	0.05703	0.680	0.0838	0.1916	0.2956	0.00445	0.1945	0.19154	0.000221714	0.000219902	-0.000130141	0.19441
-3.605	0.650	-0.00325	0.1871	0.05613	0.674	0.0833	0.1907	0.3003	0.00460	0.1917	0.18844	0.000231007	0.000229361	-0.000147135	0.19155
-4.205	0.600	-0.00300	0.1838	0.05515	0.668	0.0826	0.1897	0.3057	0.00476	0.1886	0.18559	0.000241838	0.000236423	-0.000141854	0.18844
-4.855	0.650	-0.00325	0.1808	0.05425	0.662	0.0820	0.1887	0.3107	0.00492	0.1858	0.18250	0.000252386	0.000247112	-0.000160623	0.18559
-5.455	0.600	-0.00300	0.1771	0.05312	0.654	0.0812	0.1875	0.3174	0.00513	0.1822	0.17919	0.000266677	0.000259531	-0.000155719	0.18203
-6.125	0.670	-0.00335	0.1740	0.05220	0.648	0.0806	0.1865	0.3229	0.00532	0.1793	0.17597	0.000279084	0.00027288	-0.00018283	0.17913

Tabla N° 48: Datos para Caudal: 18.740 lt/s, So: 0.5%

Q=	0.0187 m ³ /s
So=	0.0050
b=	0.3000 m
n=	0.0096

x	dx	Sodx	y	A	p	R	R2/3	v	v2/2g	E	Sodx+E	Se	SeP	SePdx	E+SePdx
0.000	0.150	-0.00075	0.2110	0.06330	0.722	0.0877	0.1974	0.2961	0.00447	0.2155	0.21472	0.000209517			
-0.150	0.150	-0.00075	0.2103	0.06308	0.721	0.0875	0.1972	0.2971	0.00450	0.2147	0.21400	0.000211431	0.000210474	-3.15711E-05	0.21472
-0.450	0.300	-0.00150	0.2095	0.06286	0.719	0.0874	0.1970	0.2981	0.00453	0.2141	0.21257	0.000213279	0.000212355	-6.37065E-05	0.21400
-0.750	0.300	-0.00150	0.2080	0.06241	0.716	0.0872	0.1966	0.3003	0.00460	0.2126	0.21114	0.000217213	0.000215246	-6.45739E-05	0.21257
-1.100	0.350	-0.00175	0.2066	0.06197	0.713	0.0869	0.1962	0.3024	0.00466	0.2112	0.20947	0.000221223	0.000219218	-7.67264E-05	0.21115
-1.400	0.300	-0.00150	0.2048	0.06144	0.710	0.0866	0.1957	0.3050	0.00474	0.2095	0.20805	0.000226119	0.000223671	-6.71013E-05	0.20948
-1.700	0.300	-0.00150	0.2033	0.06100	0.707	0.0863	0.1953	0.3072	0.00481	0.2081	0.20663	0.000230374	0.000228247	-6.8474E-05	0.20806
-2.355	0.655	-0.00328	0.2019	0.06058	0.704	0.0861	0.1949	0.3094	0.00488	0.2068	0.20353	0.000234489	0.000232432	-0.000152243	0.20665
-2.955	0.600	-0.00300	0.1987	0.05960	0.697	0.0855	0.1940	0.3145	0.00504	0.2037	0.20069	0.000244553	0.000239521	-0.000143713	0.20355
-3.605	0.650	-0.00325	0.1957	0.05870	0.691	0.0849	0.1932	0.3192	0.00519	0.2009	0.19762	0.000254256	0.000249405	-0.000162113	0.20070
-4.205	0.600	-0.00300	0.1924	0.05772	0.685	0.0843	0.1922	0.3246	0.00537	0.1978	0.19479	0.000265514	0.000259885	-0.000155931	0.19763
-4.855	0.650	-0.00325	0.1894	0.05683	0.679	0.0837	0.1914	0.3298	0.00554	0.1950	0.19173	0.00027646	0.000270987	-0.000176142	0.19480
-5.455	0.600	-0.00300	0.1862	0.05585	0.672	0.0831	0.1904	0.3355	0.00574	0.1919	0.18891	0.000289206	0.000282833	-0.0001697	0.19174
-6.125	0.670	-0.00335	0.1832	0.05496	0.666	0.0825	0.1895	0.3410	0.00593	0.1891	0.18576	0.000301593	0.000295399	-0.000197918	0.18892

Tabla N° 49: Datos para Caudal: 20.510 lt/s, So: 0.5%

Q=	0.0205	m ³ /s
So=	0.0050	
b=	0.3000	m
n=	0.0096	

x	dx	Sodx	y	A	p	R	R2/3	v	v2/2g	E	Sodx+E	Se	SeP	SePdx	E+SePdx
0.000	0.150	-0.00075	0.2170	0.06510	0.734	0.0887	0.1989	0.3151	0.00506	0.2221	0.22131	0.000233649			
-0.150	0.150	-0.00075	0.2163	0.06488	0.733	0.0886	0.1987	0.3161	0.00509	0.2213	0.22059	0.000235718	0.000234684	-3.52025E-05	0.22131
-0.450	0.300	-0.00150	0.2155	0.06465	0.731	0.0884	0.1985	0.3172	0.00513	0.2206	0.21913	0.000237813	0.000236765	-7.10295E-05	0.22056
-0.750	0.300	-0.00150	0.2140	0.06420	0.728	0.0882	0.1981	0.3195	0.00520	0.2192	0.21770	0.000242078	0.000239945	-7.19836E-05	0.21913
-1.100	0.350	-0.00175	0.2125	0.06375	0.725	0.0879	0.1977	0.3217	0.00527	0.2178	0.21604	0.000246426	0.000244252	-8.54881E-05	0.21770
-1.400	0.300	-0.00150	0.2108	0.06323	0.722	0.0876	0.1973	0.3244	0.00536	0.2161	0.21462	0.000251707	0.000249066	-7.47199E-05	0.21604
-1.700	0.300	-0.00150	0.2093	0.06278	0.719	0.0874	0.1969	0.3267	0.00544	0.2147	0.21320	0.000256323	0.000254015	-7.62045E-05	0.21463
-2.355	0.650	-0.00328	0.2079	0.06236	0.716	0.0871	0.1965	0.3289	0.00551	0.2134	0.21010	0.000260753	0.000258538	-0.000169342	0.21321
-2.955	0.600	-0.00300	0.2046	0.06137	0.709	0.0865	0.1957	0.3342	0.00569	0.2103	0.20727	0.000271637	0.000266195	-0.000159717	0.21011
-3.605	0.650	-0.00325	0.2016	0.06048	0.703	0.0860	0.1948	0.3391	0.00586	0.2075	0.20420	0.000282067	0.000276852	-0.000179954	0.20727
-4.205	0.600	-0.00300	0.1983	0.05949	0.697	0.0854	0.1939	0.3448	0.00606	0.2043	0.20135	0.000294303	0.000288185	-0.000172911	0.20418
-4.855	0.650	-0.00325	0.1953	0.05859	0.691	0.0848	0.1931	0.3501	0.00625	0.2015	0.19830	0.000306053	0.000300178	-0.000195116	0.20135
-5.455	0.600	-0.00300	0.1920	0.05760	0.684	0.0842	0.1921	0.3561	0.00646	0.1985	0.19545	0.000319864	0.000312958	-0.000187775	0.19827
-6.125	0.670	-0.00335	0.1890	0.05670	0.678	0.0836	0.1912	0.3617	0.00667	0.1957	0.19232	0.000333122	0.000326493	-0.00021875	0.19545

Tabla N° 50: Datos para Caudal: 6.053 lt/s, So: 1.0 %

Q=	0.0061	m ³ /s
So=	0.0100	
b=	0.3000	m
n=	0.0096	

x	dx	Sodx	y	A	p	R	R2/3	v	v2/2g	E	Sodx+E	Se	SeP	SePdx	E+SePdx
0.000	0.150	-0.00150	0.1620	0.04860	0.624	0.0779	0.1824	0.1245	0.00079	0.1628	0.16129	4.34219E-05			
-0.150	0.150	-0.00150	0.1605	0.04815	0.621	0.0775	0.1818	0.1257	0.00081	0.1613	0.15980	4.45087E-05	4.39653E-05	-6.595E-06	0.16129
-0.450	0.300	-0.00300	0.1590	0.04770	0.618	0.0772	0.1813	0.1269	0.00082	0.1598	0.15682	4.56251E-05	4.50669E-05	-1.352E-05	0.15980
-0.750	0.300	-0.00300	0.1560	0.04680	0.612	0.0765	0.1802	0.1293	0.00085	0.1568	0.15384	4.79955E-05	4.68101E-05	-1.404E-05	0.15683
-1.100	0.350	-0.00350	0.1530	0.04589	0.606	0.0757	0.1790	0.1319	0.00089	0.1539	0.15037	5.05423E-05	4.92686E-05	-1.724E-05	0.15385
-1.400	0.300	-0.00300	0.1495	0.04484	0.599	0.0749	0.1776	0.1350	0.00093	0.1504	0.14740	5.37657E-05	5.2154E-05	-1.565E-05	0.15038
-1.700	0.300	-0.00300	0.1465	0.04394	0.593	0.0741	0.1764	0.1378	0.00097	0.1474	0.14444	5.67581E-05	5.52619E-05	-1.658E-05	0.14742
-2.355	0.655	-0.00655	0.1435	0.04305	0.587	0.0733	0.1752	0.1406	0.00101	0.1445	0.13796	5.99587E-05	5.83584E-05	-3.822E-05	0.14447
-2.955	0.600	-0.00600	0.1369	0.04108	0.574	0.0716	0.1724	0.1474	0.00111	0.1380	0.13202	6.80306E-05	6.39946E-05	-3.84E-05	0.13799
-3.605	0.650	-0.00650	0.1309	0.03926	0.562	0.0699	0.1697	0.1542	0.00121	0.1321	0.12559	7.68576E-05	7.24441E-05	-4.709E-05	0.13204
-4.205	0.600	-0.00600	0.1243	0.03729	0.549	0.0680	0.1666	0.1623	0.00134	0.1257	0.11966	8.84069E-05	8.26322E-05	-4.958E-05	0.12561
-4.855	0.650	-0.00650	0.1183	0.03548	0.537	0.0661	0.1635	0.1706	0.00148	0.1197	0.11323	0.000101375	9.4891E-05	-6.168E-05	0.11967
-5.455	0.600	-0.00600	0.1116	0.03349	0.523	0.0640	0.1600	0.1807	0.00166	0.1133	0.10730	0.00011879	0.000110083	-6.605E-05	0.11324
-6.125	0.670	-0.00670	0.1055	0.03166	0.511	0.0619	0.1566	0.1912	0.00186	0.1074	0.10069	0.000138867	0.000128829	-8.632E-05	0.10730

Tabla N° 51: Datos para Caudal: 10.566 lt/s, So: 1.0 %

Q=	0.0106	m ³ /s
So=	0.0100	
b=	0.3000	m
n=	0.0096	

x	dx	Sodx	y	A	p	R	R2/3	v	v2/2g	E	Sodx+E	Se	SeP	SePdx	E+SePdx
0.000	0.150	-0.00150	0.1770	0.05310	0.654	0.0812	0.1875	0.1990	0.00202	0.1790	0.17752	0.000104854			
-0.150	0.150	-0.00150	0.1755	0.05265	0.651	0.0809	0.1870	0.2007	0.00205	0.1775	0.17604	0.000107237	0.000106046	-1.591E-05	0.17752
-0.450	0.300	-0.00300	0.1740	0.05220	0.648	0.0806	0.1865	0.2024	0.00209	0.1761	0.17308	0.000109658	0.000108448	-3.253E-05	0.17605
-0.750	0.300	-0.00300	0.1710	0.05129	0.642	0.0799	0.1855	0.2060	0.00216	0.1731	0.17013	0.000114816	0.000112237	-3.367E-05	0.17310
-1.100	0.350	-0.00350	0.1680	0.05039	0.636	0.0792	0.1845	0.2097	0.00224	0.1702	0.16670	0.000120294	0.000117555	-4.114E-05	0.17016
-1.400	0.300	-0.00300	0.1644	0.04933	0.629	0.0784	0.1832	0.2142	0.00234	0.1668	0.16378	0.000127185	0.00012374	-3.712E-05	0.16674
-1.700	0.300	-0.00300	0.1614	0.04842	0.623	0.0777	0.1822	0.2182	0.00243	0.1638	0.16083	0.000133612	0.000130399	-3.912E-05	0.16379
-2.355	0.655	-0.00655	0.1584	0.04752	0.617	0.0770	0.1811	0.2223	0.00252	0.1609	0.15438	0.000140397	0.000137005	-8.974E-05	0.16084
-2.955	0.600	-0.00600	0.1517	0.04552	0.603	0.0754	0.1785	0.2321	0.00275	0.1545	0.14848	0.000157386	0.000148891	-8.933E-05	0.15439
-3.605	0.650	-0.00650	0.1456	0.04368	0.591	0.0739	0.1761	0.2419	0.00298	0.1486	0.14208	0.000175725	0.000166555	-0.0001083	0.14847
-4.205	0.600	-0.00600	0.1389	0.04167	0.578	0.0721	0.1733	0.2536	0.00328	0.1422	0.13618	0.000199414	0.000187569	-0.0001125	0.14266
-4.855	0.650	-0.00650	0.1327	0.03981	0.565	0.0704	0.1705	0.2654	0.00359	0.1363	0.12979	0.000225578	0.000212496	-0.0001381	0.13615
-5.455	0.600	-0.00600	0.1259	0.03777	0.552	0.0684	0.1673	0.2797	0.00399	0.1299	0.12389	0.000260225	0.000242902	-0.0001457	0.12974
-6.125	0.670	-0.00670	0.1197	0.03590	0.539	0.0666	0.1642	0.2944	0.00442	0.1241	0.11737	0.000299082	0.000279654	-0.0001874	0.12388

Tabla N° 52: Datos para Caudal: 11.901 lt/s, So: 1.0 %

Q=	0.0119	m ³ /s
So=	0.0100	
b=	0.3000	m
n=	0.0096	

x	dx	Sodx	y	A	p	R	R2/3	v	v2/2g	E	Sodx+E	Se	SeP	SePdx	E+SePdx
0.000	0.150	-0.00150	0.1860	0.05580	0.672	0.0830	0.1903	0.2133	0.00232	0.1883	0.18682	0.000116911			
-0.150	0.150	-0.00150	0.1845	0.05534	0.669	0.0827	0.1899	0.2150	0.00236	0.1868	0.18534	0.000119425	0.000118168	-1.773E-05	0.18682
-0.450	0.300	-0.00300	0.1830	0.05490	0.666	0.0824	0.1894	0.2168	0.00240	0.1854	0.18238	0.000121977	0.000120701	-3.621E-05	0.18535
-0.750	0.300	-0.00300	0.1800	0.05399	0.660	0.0818	0.1885	0.2204	0.00248	0.1824	0.17943	0.000127404	0.000124691	-3.741E-05	0.18239
-1.100	0.350	-0.00350	0.1769	0.05308	0.654	0.0812	0.1875	0.2242	0.00256	0.1795	0.17600	0.000133152	0.000130278	-4.56E-05	0.17945
-1.400	0.300	-0.00300	0.1734	0.05202	0.647	0.0804	0.1863	0.2288	0.00267	0.1761	0.17307	0.000140361	0.000136757	-4.103E-05	0.17603
-1.700	0.300	-0.00300	0.1704	0.05112	0.641	0.0798	0.1853	0.2328	0.00276	0.1732	0.17016	0.000146947	0.000143654	-4.31E-05	0.17312
-2.355	0.655	-0.00655	0.1674	0.05023	0.635	0.0791	0.1843	0.2369	0.00286	0.1703	0.16373	0.00015391	0.000150429	-9.853E-05	0.17018
-2.955	0.600	-0.00600	0.1608	0.04823	0.622	0.0776	0.1819	0.2467	0.00310	0.1639	0.15788	0.000171244	0.000162577	-9.755E-05	0.16378
-3.605	0.650	-0.00650	0.1547	0.04640	0.609	0.0761	0.1797	0.2565	0.00335	0.1580	0.15152	0.000189773	0.000180509	-0.0001173	0.15790
-4.205	0.600	-0.00600	0.1480	0.04440	0.596	0.0745	0.1771	0.2680	0.00366	0.1517	0.14568	0.000213339	0.000201556	-0.0001209	0.15156
-4.855	0.650	-0.00650	0.1419	0.04256	0.584	0.0729	0.1745	0.2796	0.00399	0.1459	0.13935	0.000239003	0.000226171	-0.0001147	0.14571
-5.455	0.600	-0.00600	0.1351	0.04054	0.570	0.0711	0.1716	0.2936	0.00439	0.1395	0.13352	0.000272501	0.000255752	-0.0001535	0.13936
-6.125	0.670	-0.00670	0.1289	0.03867	0.558	0.0693	0.1688	0.3078	0.00483	0.1337	0.12703	0.000309647	0.000291074	-0.0001195	0.13353

Tabla N° 53: Datos para Caudal: 15.006 lt/s, So: 1.0 %

Q=	0.0150	m ³ /s
So=	0.0100	
b=	0.3000	m
n=	0.0096	

x	dx	Sodx	y	A	p	R	R2/3	v	v2/2g	E	Sodx+E	Se	SeP	SePdx	E+SePdx
0.000	0.150	-0.00150	0.1925	0.05775	0.685	0.0843	0.1923	0.2598	0.00344	0.1959	0.19444	0.000170054			
-0.150	0.150	-0.00150	0.1910	0.05729	0.682	0.0840	0.1918	0.2619	0.00350	0.1945	0.19297	0.000173596	0.000171825	-2.577E-05	0.19444
-0.450	0.300	-0.00300	0.1895	0.05685	0.679	0.0837	0.1914	0.2640	0.00355	0.1930	0.19004	0.000177143	0.000175369	-5.261E-05	0.19298
-0.750	0.300	-0.00300	0.1865	0.05594	0.673	0.0831	0.1905	0.2683	0.00367	0.1901	0.18712	0.000184705	0.000180924	-5.428E-05	0.19007
-1.100	0.350	-0.00350	0.1834	0.05503	0.667	0.0825	0.1895	0.2727	0.00379	0.1872	0.18373	0.000192679	0.000188692	-6.604E-05	0.18717
-1.400	0.300	-0.00300	0.1798	0.05395	0.660	0.0818	0.1884	0.2782	0.00394	0.1838	0.18076	0.000202947	0.000197813	-5.934E-05	0.18370
-1.700	0.300	-0.00300	0.1768	0.05303	0.654	0.0811	0.1874	0.2830	0.00408	0.1808	0.17784	0.000212243	0.000207595	-6.228E-05	0.18078
-2.355	0.655	-0.00655	0.1738	0.05213	0.648	0.0805	0.1864	0.2878	0.00422	0.1780	0.17145	0.000221892	0.000217067	-0.00011422	0.17786
-2.955	0.600	-0.00600	0.1671	0.05012	0.634	0.0790	0.1842	0.2994	0.00457	0.1716	0.16562	0.000246125	0.000234009	-0.00011404	0.17148
-3.605	0.650	-0.00650	0.1609	0.04826	0.622	0.0776	0.1820	0.3110	0.00493	0.1658	0.15928	0.000271939	0.000259032	-0.00011684	0.16561
-4.205	0.600	-0.00600	0.1541	0.04623	0.608	0.0760	0.1794	0.3246	0.00537	0.1595	0.15348	0.000304611	0.000288275	-0.0001173	0.15931
-4.855	0.650	-0.00650	0.1479	0.04436	0.596	0.0745	0.1770	0.3383	0.00583	0.1537	0.14718	0.000340199	0.000322405	-0.0002096	0.15347
-5.455	0.600	-0.00600	0.1410	0.04229	0.582	0.0727	0.1741	0.3549	0.00642	0.1474	0.14137	0.000386677	0.000363438	-0.0002181	0.14715
-6.125	0.670	-0.00670	0.1346	0.04038	0.569	0.0709	0.1714	0.3716	0.00704	0.1416	0.13494	0.000437828	0.000412253	-0.0002762	0.14136

Tabla N° 54: Datos para Caudal: 16.857 lt/s, So: 1.0 %

Q=	0.0169	m ³ /s
So=	0.0100	
b=	0.3000	m
n=	0.0096	

x	dx	Sodx	y	A	p	R	R2/3	v	v2/2g	E	Sodx+E	Se	SeP	SePdx	E+SePdx
0.000	0.150	-0.00150	0.2000	0.06000	0.700	0.0857	0.1944	0.2810	0.00402	0.2040	0.20252	0.000194459			
-0.150	0.150	-0.00150	0.1985	0.05954	0.697	0.0854	0.1940	0.2831	0.00409	0.2026	0.20105	0.000198351	0.000196405	-2.946E-05	0.20252
-0.450	0.300	-0.00300	0.1970	0.05909	0.694	0.0852	0.1936	0.2853	0.00415	0.2011	0.19812	0.00020224	0.000200296	-6.009E-05	0.20106
-0.750	0.300	-0.00300	0.1939	0.05818	0.688	0.0846	0.1927	0.2897	0.00428	0.1982	0.19521	0.00021054	0.00020639	-6.192E-05	0.19814
-1.100	0.350	-0.00350	0.1909	0.05727	0.682	0.0840	0.1918	0.2943	0.00442	0.1953	0.19183	0.000219241	0.000214891	-7.521E-05	0.19525
-1.400	0.300	-0.00300	0.1874	0.05621	0.675	0.0833	0.1907	0.2999	0.00458	0.1920	0.18896	0.000230121	0.000224681	-6.74E-05	0.19189
-1.700	0.300	-0.00300	0.1843	0.05529	0.669	0.0827	0.1898	0.3049	0.00474	0.1890	0.18604	0.000240216	0.000235168	-7.055E-05	0.18897
-2.355	0.655	-0.00655	0.1814	0.05441	0.663	0.0821	0.1889	0.3098	0.00489	0.1862	0.17969	0.000250512	0.000245364	-0.00011607	0.18608
-2.955	0.600	-0.00600	0.1746	0.05238	0.649	0.0807	0.1867	0.3218	0.00528	0.1799	0.17388	0.000276581	0.000263547	-0.00011581	0.17972
-3.605	0.650	-0.00650	0.1684	0.05052	0.637	0.0793	0.1846	0.3337	0.00567	0.1741	0.16757	0.000304085	0.000290333	-0.00011887	0.17389
-4.205	0.600	-0.00600	0.1616	0.04848	0.623	0.0778	0.1822	0.3477	0.00616	0.1678	0.16176	0.000338972	0.000321529	-0.00011929	0.16757
-4.855	0.650	-0.00650	0.1553	0.04659	0.611	0.0763	0.1799	0.3618	0.00667	0.1620	0.15547	0.000376619	0.000357796	-0.0002326	0.16174
-5.455	0.600	-0.00600	0.1484	0.04452	0.597	0.0746	0.1772	0.3786	0.00731	0.1557	0.14971	0.000425067	0.000400843	-0.0002405	0.15547
-6.125	0.670	-0.00670	0.1421	0.04263	0.584	0.0730	0.1746	0.3954	0.00797	0.1501	0.14337	0.000477465	0.000451266	-0.0003023	0.14976

Tabla N° 55: Datos para Caudal: 18.740 lt/s, So: 1.0 %

Q=	0.0187 m ³ /s
So=	0.0100
b=	0.3000 m
n=	0.0096

x	dx	Sodx	y	A	p	R	R2/3	v	v2/2g	E	Sodx+E	Se	SeP	SePdx	E+SePdx
0.000	0.150	-0.00150	0.2075	0.06225	0.715	0.0871	0.1964	0.3010	0.00462	0.2121	0.21062	0.000218671			
-0.150	0.150	-0.00150	0.2060	0.06179	0.712	0.0868	0.1960	0.3033	0.00469	0.2107	0.20916	0.00022286	0.000220765	-3.311E-05	0.21062
-0.450	0.300	-0.00300	0.2045	0.06135	0.709	0.0865	0.1956	0.3055	0.00476	0.2092	0.20625	0.000227006	0.000224933	-6.748E-05	0.20918
-0.750	0.300	-0.00300	0.2015	0.06044	0.703	0.0860	0.1948	0.3101	0.00490	0.2064	0.20336	0.000235873	0.00023144	-6.943E-05	0.20629
-1.100	0.350	-0.00350	0.1984	0.05952	0.697	0.0854	0.1940	0.3149	0.00505	0.2035	0.19995	0.000245348	0.000240611	-8.421E-05	0.20337
-1.400	0.300	-0.00300	0.1948	0.05844	0.690	0.0847	0.1929	0.3207	0.00524	0.2000	0.19704	0.000257203	0.000251276	-7.538E-05	0.19997
-1.700	0.300	-0.00300	0.1918	0.05753	0.684	0.0842	0.1920	0.3258	0.00541	0.1972	0.19416	0.000267903	0.000262553	-7.877E-05	0.19708
-2.355	0.655	-0.00655	0.1888	0.05664	0.678	0.0836	0.1912	0.3309	0.00558	0.1944	0.18782	0.000278905	0.000273404	-0.0001791	0.19419
-2.955	0.600	-0.00600	0.1820	0.05461	0.664	0.0822	0.1891	0.3432	0.00600	0.1880	0.18203	0.000306636	0.00029277	-0.0001757	0.18785
-3.605	0.650	-0.00650	0.1758	0.05275	0.652	0.0809	0.1871	0.3552	0.00643	0.1823	0.17578	0.000335537	0.000321086	-0.0002087	0.18207
-4.205	0.600	-0.00600	0.1691	0.05072	0.638	0.0795	0.1849	0.3695	0.00696	0.1760	0.17003	0.000371923	0.00035373	-0.0002122	0.17581
-4.855	0.650	-0.00650	0.1628	0.04885	0.626	0.0781	0.1827	0.3836	0.00750	0.1703	0.16382	0.000410677	0.0003913	-0.0002543	0.17007
-5.455	0.600	-0.00600	0.1559	0.04678	0.612	0.0765	0.1801	0.4006	0.00818	0.1641	0.15812	0.000460416	0.000435547	-0.0002613	0.16386
-6.125	0.670	-0.00670	0.1496	0.04488	0.599	0.0749	0.1777	0.4176	0.00889	0.1585	0.15179	0.000514156	0.000487286	-0.0003265	0.15816

Tabla N° 56: Datos para Caudal: 20.510 lt/s, So: 1.0 %

Q=	0.0205 m ³ /s
So=	0.0100
b=	0.3000 m
n=	0.0096

x	dx	Sodx	y	A	p	R	R2/3	v	v2/2g	E	Sodx+E	Se	SeP	SePdx	E+SePdx
0.000	0.150	-0.00150	0.2130	0.06390	0.726	0.0880	0.1979	0.3210	0.00525	0.2183	0.21675	0.000244992			
-0.150	0.150	-0.00150	0.2115	0.06344	0.723	0.0878	0.1975	0.3233	0.00533	0.2168	0.21529	0.000249567	0.00024728	-3.709E-05	0.21675
-0.450	0.300	-0.00300	0.2100	0.06299	0.720	0.0875	0.1971	0.3256	0.00540	0.2154	0.21238	0.000254099	0.000251833	-7.555E-05	0.21530
-0.750	0.300	-0.00300	0.2069	0.06208	0.714	0.0870	0.1963	0.3304	0.00556	0.2125	0.20949	0.000263804	0.000258952	-7.769E-05	0.21241
-1.100	0.350	-0.00350	0.2038	0.06115	0.708	0.0864	0.1955	0.3354	0.00573	0.2096	0.20605	0.000274218	0.000269011	-9.415E-05	0.20946
-1.400	0.300	-0.00300	0.2002	0.06005	0.700	0.0857	0.1944	0.3415	0.00595	0.2061	0.20312	0.000287244	0.000280731	-8.422E-05	0.20603
-1.700	0.300	-0.00300	0.1971	0.05913	0.694	0.0852	0.1936	0.3469	0.00613	0.2032	0.20023	0.0002989	0.000293072	-8.792E-05	0.20314
-2.355	0.655	-0.00655	0.1941	0.05823	0.688	0.0846	0.1927	0.3522	0.00632	0.2004	0.19387	0.000310959	0.00030493	-0.0001997	0.20022
-2.955	0.600	-0.00600	0.1873	0.05618	0.675	0.0833	0.1907	0.3651	0.00679	0.1940	0.18804	0.00034125	0.000326104	-0.0001957	0.19385
-3.605	0.650	-0.00650	0.1810	0.05430	0.662	0.0820	0.1888	0.3777	0.00727	0.1883	0.18177	0.000372722	0.000356986	-0.000232	0.18804
-4.205	0.600	-0.00600	0.1742	0.05225	0.648	0.0806	0.1866	0.3926	0.00785	0.1820	0.17600	0.000412217	0.000392469	-0.0002355	0.18177
-4.855	0.650	-0.00650	0.1679	0.05036	0.636	0.0792	0.1844	0.4073	0.00846	0.1763	0.16981	0.000454047	0.000433132	-0.0002815	0.17602
-5.455	0.600	-0.00600	0.1609	0.04827	0.622	0.0776	0.1820	0.4249	0.00920	0.1701	0.16411	0.000507511	0.000480779	-0.0002885	0.16982
-6.125	0.670	-0.00670	0.1545	0.04635	0.609	0.0761	0.1796	0.4425	0.00998	0.1645	0.15778	0.000565237	0.000536374	-0.0003594	0.16412

Tabla N° 57: Datos para Caudal: 6.053 lt/s, So: 1.5 %

Q=	0.0061 m ³ /s
So=	0.0150
b=	0.3000 m
n=	0.0096

x	dx	Sodx	y	A	p	R	R2/3	v	v2/2g	E	Sodx+E	Se	SeP	SePdx	E+SePdx
0.000	0.150	-0.00225	0.1580	0.04740	0.616	0.0769	0.1809	0.1277	0.00083	0.1588	0.15658	4.63906E-05			
-0.150	0.150	-0.00225	0.1557	0.04672	0.611	0.0764	0.1801	0.1296	0.00086	0.1566	0.15434	4.82028E-05	4.72967E-05	-7.095E-06	0.15658
-0.450	0.300	-0.00450	0.1535	0.04604	0.607	0.0759	0.1792	0.1315	0.00088	0.1544	0.14986	5.0103E-05	4.91529E-05	-1.475E-05	0.15435
-0.750	0.300	-0.00450	0.1490	0.04469	0.598	0.0747	0.1774	0.1355	0.00094	0.1499	0.14539	5.42607E-05	5.21819E-05	-1.565E-05	0.14988
-1.100	0.350	-0.00525	0.1444	0.04333	0.589	0.0736	0.1756	0.1397	0.00099	0.1454	0.14019	5.89117E-05	5.65862E-05	-1.981E-05	0.14542
-1.400	0.300	-0.00450	0.1391	0.04174	0.578	0.0722	0.1734	0.1450	0.00107	0.1402	0.13571	6.51394E-05	6.20255E-05	-1.861E-05	0.14019
-1.700	0.300	-0.00450	0.1346	0.04038	0.569	0.0709	0.1714	0.1499	0.00115	0.1357	0.13125	7.1233E-05	6.81862E-05	-2.046E-05	0.13573
-2.355	0.655	-0.00983	0.1301	0.03903	0.560	0.0697	0.1693	0.1551	0.00123	0.1313	0.12152	7.80862E-05	7.46596E-05	-4.89E-05	0.13129
-2.955	0.600	-0.00900	0.1202	0.03605	0.540	0.0667	0.1645	0.1679	0.00144	0.1216	0.11261	9.69974E-05	8.75418E-05	-5.253E-05	0.12155
-3.605	0.650	-0.00975	0.1110	0.03331	0.522	0.0638	0.1597	0.1817	0.00168	0.1127	0.10296	0.000120614	0.000108806	-7.072E-05	0.11264
-4.205	0.600	-0.00900	0.1010	0.03031	0.502	0.0604	0.1539	0.1997	0.00203	0.1031	0.09406	0.000156836	0.000138725	-8.324E-05	0.10297
-4.855	0.650	-0.00975	0.0917	0.02751	0.483	0.0569	0.1480	0.2200	0.00247	0.0942	0.08442	0.000205916	0.000181376	-0.0001179	0.09405
-5.455	0.600	-0.00900	0.0815	0.02445	0.463	0.0528	0.1407	0.2476	0.00312	0.0846	0.07561	0.000288142	0.000247029	-0.0001482	0.08446
-6.125	0.670	-0.01005	0.0718	0.02155	0.444	0.0486	0.1331	0.2809	0.00402	0.0759	0.06581	0.000414375	0.000351258	-0.0002353	0.07562

Tabla N° 58: Datos para Caudal: 10.566 lt/s, So: 1.5 %

Q=	0.0106 m ³ /s
So=	0.0150
b=	0.3000 m
n=	0.0096

x	dx	Sodx	y	A	p	R	R2/3	v	v2/2g	E	Sodx+E	Se	SeP	SePdx	E+SePdx
0.000	0.150	-0.00225	0.1750	0.05250	0.650	0.0808	0.1869	0.2013	0.00206	0.1771	0.17481	0.000108015			
-0.150	0.150	-0.00225	0.1764	0.05292	0.653	0.0811	0.1873	0.1997	0.00203	0.1784	0.17619	0.000105775	0.000106895	-1.603E-05	0.17842
-0.450	0.300	-0.00450	0.1741	0.05224	0.648	0.0806	0.1866	0.2023	0.00208	0.1762	0.17172	0.000109416	0.000107595	-3.228E-05	0.17619
-0.750	0.300	-0.00450	0.1696	0.05087	0.639	0.0796	0.1850	0.2077	0.00220	0.1718	0.16727	0.00011731	0.000113363	-3.401E-05	0.17174
-1.100	0.350	-0.00525	0.1650	0.04950	0.630	0.0786	0.1835	0.2134	0.00232	0.1673	0.16209	0.000126029	0.00012167	-4.258E-05	0.16729
-1.400	0.300	-0.00450	0.1597	0.04790	0.619	0.0773	0.1815	0.2206	0.00248	0.1621	0.15763	0.000137519	0.000131774	-3.953E-05	0.16209
-1.700	0.300	-0.00450	0.1551	0.04652	0.610	0.0762	0.1798	0.2272	0.00263	0.1577	0.15318	0.000148601	0.00014306	-4.292E-05	0.15764
-2.355	0.655	-0.00983	0.1505	0.04515	0.601	0.0751	0.1780	0.2340	0.00279	0.1533	0.14347	0.000160856	0.000154728	-0.0001013	0.15319
-2.955	0.600	-0.00900	0.1404	0.04211	0.581	0.0725	0.1739	0.2509	0.00321	0.1436	0.13459	0.000193807	0.000177332	-0.0001064	0.14348
-3.605	0.650	-0.00975	0.1310	0.03931	0.562	0.0699	0.1697	0.2688	0.00368	0.1347	0.12496	0.000233453	0.00021363	-0.0001389	0.13457
-4.205	0.600	-0.00900	0.1208	0.03624	0.542	0.0669	0.1648	0.2916	0.00433	0.1251	0.11613	0.000291345	0.000262399	-0.0001574	0.12498
-4.855	0.650	-0.00975	0.1112	0.03336	0.522	0.0639	0.1598	0.3167	0.00511	0.1163	0.10656	0.000365915	0.00032863	-0.0002136	0.11610
-5.455	0.600	-0.00900	0.1006	0.03018	0.501	0.0602	0.1536	0.3501	0.00625	0.1068	0.09785	0.000483519	0.000424717	-0.0002548	0.10659
-6.125	0.670	-0.01005	0.0905	0.02715	0.481	0.0564	0.1471	0.3892	0.00772	0.0982	0.08817	0.000651264	0.000567392	-0.0003802	0.09784

Tabla N° 60: Datos para Caudal: 11.901 lt/s, So: 1.5 %

Q=	0.0119 m ³ /s
So=	0.0150
b=	0.3000 m
n=	0.0096

x	dx	Sodx	y	A	p	R	R2/3	v	v2/2g	E	Sodx+E	Se	SeP	SePdx	E+SePdx
0.000	0.150	-0.00225	0.1820	0.05460	0.664	0.0822	0.1891	0.2180	0.00242	0.1844	0.18217	0.000123706			
-0.150	0.150	-0.00225	0.1797	0.05391	0.659	0.0818	0.1884	0.2207	0.00248	0.1822	0.17994	0.000127853	0.00012578	-1.887E-05	0.18217
-0.450	0.300	-0.00450	0.1775	0.05324	0.655	0.0813	0.1877	0.2235	0.00255	0.1800	0.17551	0.000132127	0.00012999	-3.9E-05	0.17997
-0.750	0.300	-0.00450	0.1729	0.05188	0.646	0.0803	0.1862	0.2294	0.00268	0.1756	0.17111	0.00014138	0.000136753	-4.103E-05	0.17557
-1.100	0.350	-0.00525	0.1684	0.05051	0.637	0.0793	0.1846	0.2356	0.00283	0.1712	0.16593	0.000151684	0.000146532	-5.129E-05	0.17113
-1.400	0.300	-0.00450	0.1630	0.04889	0.626	0.0781	0.1827	0.2434	0.00302	0.1660	0.16150	0.000165195	0.00015844	-4.753E-05	0.16596
-1.700	0.300	-0.00450	0.1584	0.04751	0.617	0.0770	0.1810	0.2505	0.00320	0.1615	0.15705	0.000178283	0.000171739	-5.152E-05	0.16150
-2.355	0.655	-0.00983	0.1538	0.04613	0.608	0.0759	0.1793	0.2580	0.00339	0.1571	0.14732	0.000192789	0.000185536	-0.0001215	0.15702
-2.955	0.600	-0.00900	0.1436	0.04307	0.587	0.0734	0.1752	0.2763	0.00389	0.1475	0.13847	0.000231437	0.000212113	-0.0001273	0.14734
-3.605	0.650	-0.00975	0.1342	0.04026	0.568	0.0708	0.1712	0.2956	0.00445	0.1387	0.12890	0.00027761	0.000254524	-0.0001654	0.13849
-4.205	0.600	-0.00900	0.1239	0.03717	0.548	0.0679	0.1664	0.3202	0.00522	0.1291	0.12012	0.000344876	0.00031243	-0.0001867	0.12894
-4.855	0.650	-0.00975	0.1143	0.03428	0.529	0.0649	0.1614	0.3472	0.00614	0.1204	0.11064	0.000430802	0.000387839	-0.0002521	0.12014
-5.455	0.600	-0.00900	0.1034	0.03102	0.507	0.0612	0.1553	0.3837	0.00750	0.1109	0.10190	0.000568135	0.000499468	-0.0002997	0.11060
-6.125	0.670	-0.01005	0.0931	0.02793	0.486	0.0574	0.1489	0.4261	0.00925	0.1024	0.09230	0.000762651	0.000665393	-0.0004458	0.10191

Tabla N° 61: Datos para Caudal: 15.006 lt/s, So: 1.5 %

Q=	0.0150 m ³ /s
So=	0.0150
b=	0.3000 m
n=	0.0096

x	dx	Sodx	y	A	p	R	R2/3	v	v2/2g	E	Sodx+E	Se	SeP	SePdx	E+SePdx
0.000	0.150	-0.00225	0.1895	0.05685	0.679	0.0837	0.1914	0.2640	0.00355	0.1931	0.19080	0.000177105			
-0.150	0.150	-0.00225	0.1872	0.05616	0.674	0.0833	0.1907	0.2672	0.00364	0.1908	0.18858	0.000182813	0.000179959	-2.699E-05	0.19081
-0.450	0.300	-0.00450	0.1849	0.05546	0.670	0.0828	0.1900	0.2706	0.00373	0.1886	0.18410	0.000188837	0.000185825	-5.575E-05	0.18855
-0.750	0.300	-0.00450	0.1802	0.05406	0.660	0.0819	0.1885	0.2776	0.00393	0.1841	0.17963	0.000201834	0.000195336	-5.86E-05	0.18407
-1.100	0.350	-0.00525	0.1756	0.05267	0.651	0.0809	0.1870	0.2849	0.00414	0.1797	0.17445	0.000216055	0.000208944	-7.313E-05	0.17962
-1.400	0.300	-0.00450	0.1701	0.05104	0.640	0.0797	0.1852	0.2940	0.00441	0.1745	0.17004	0.000234568	0.000225311	-6.759E-05	0.17447
-1.700	0.300	-0.00450	0.1655	0.04965	0.631	0.0787	0.1836	0.3022	0.00466	0.1702	0.16566	0.000252224	0.000243404	-7.302E-05	0.17008
-2.355	0.655	-0.00983	0.1609	0.04827	0.622	0.0776	0.1820	0.3109	0.00493	0.1658	0.15600	0.000271716	0.000261978	-0.0001716	0.16565
-2.955	0.600	-0.00900	0.1506	0.04518	0.601	0.0751	0.1781	0.3321	0.00562	0.1562	0.14722	0.000323874	0.000297795	-0.0001787	0.15604
-3.605	0.650	-0.00975	0.1411	0.04232	0.582	0.0727	0.1742	0.3546	0.00641	0.1475	0.13771	0.000385941	0.000354908	-0.0002307	0.14723
-4.205	0.600	-0.00900	0.1305	0.03915	0.561	0.0698	0.1695	0.3833	0.00749	0.1380	0.12899	0.000476083	0.000431012	-0.0002586	0.13773
-4.855	0.650	-0.00975	0.1206	0.03618	0.541	0.0669	0.1647	0.4148	0.00877	0.1294	0.11962	0.000590319	0.000533201	-0.0003466	0.12902
-5.455	0.600	-0.00900	0.1094	0.03283	0.519	0.0633	0.1588	0.4571	0.01065	0.1201	0.11108	0.000771536	0.000680928	-0.0004086	0.11967
-6.125	0.670	-0.01005	0.0986	0.02957	0.497	0.0595	0.1524	0.5074	0.01312	0.1117	0.10165	0.001032286	0.000901911	-0.0006043	0.11110

Tabla N° 62: Datos para Caudal: 16.857 lt/s, So: 1.5 %

Q=	0.0169	m ³ /s
So=	0.0150	
b=	0.3000	m
n=	0.0096	

x	dx	Sodx	y	A	p	R	R2/3	v	v2/2g	E	Sodx+E	Se	SeP	SePdx	E+SePdx
0.000	0.150	-0.00225	0.1965	0.05895	0.693	0.0851	0.1934	0.2860	0.00417	0.2007	0.19842	0.000203501			
-0.150	0.150	-0.00225	0.1942	0.05826	0.688	0.0846	0.1928	0.2893	0.00427	0.1985	0.19621	0.000209788	0.000226645	-3.1E-05	0.19843
-0.450	0.300	-0.00450	0.1920	0.05759	0.684	0.0842	0.1921	0.2927	0.00437	0.1963	0.19184	0.000216121	0.000212955	-6.389E-05	0.19628
-0.750	0.300	-0.00450	0.1873	0.05619	0.675	0.0833	0.1907	0.3000	0.00459	0.1919	0.18738	0.000230389	0.000223255	-6.698E-05	0.19181
-1.100	0.350	-0.00525	0.1826	0.05478	0.665	0.0824	0.1893	0.3077	0.00483	0.1874	0.18218	0.000246074	0.000238231	-8.338E-05	0.18734
-1.400	0.300	-0.00450	0.1772	0.05315	0.654	0.0812	0.1876	0.3172	0.00513	0.1823	0.17778	0.000266295	0.000256185	-7.686E-05	0.18220
-1.700	0.300	-0.00450	0.1725	0.05174	0.645	0.0802	0.1860	0.3258	0.00541	0.1779	0.17336	0.0002857	0.000275998	-8.28E-05	0.17778
-2.355	0.655	-0.00983	0.1678	0.05034	0.636	0.0792	0.1844	0.3349	0.00572	0.1735	0.16369	0.000306952	0.000296326	-0.0001941	0.17332
-2.955	0.600	-0.00900	0.1574	0.04722	0.615	0.0768	0.1807	0.3570	0.00650	0.1639	0.15490	0.000363436	0.000335194	-0.0002011	0.16369
-3.605	0.650	-0.00975	0.1478	0.04434	0.596	0.0744	0.1770	0.3802	0.00737	0.1552	0.14542	0.000429691	0.000396564	-0.0002578	0.15491
-4.205	0.600	-0.00900	0.1372	0.04115	0.574	0.0716	0.1725	0.4097	0.00856	0.1457	0.13671	0.000525207	0.000477449	-0.0002865	0.14542
-4.855	0.650	-0.00975	0.1272	0.03815	0.554	0.0688	0.1679	0.4419	0.00995	0.1371	0.12736	0.000644663	0.000584919	-0.0003802	0.13673
-5.455	0.600	-0.00900	0.1158	0.03474	0.532	0.0653	0.1622	0.4852	0.01200	0.1278	0.11880	0.000832817	0.000738724	-0.0004432	0.12736
-6.125	0.670	-0.01005	0.1048	0.03144	0.510	0.0617	0.1561	0.5362	0.01465	0.1195	0.10940	0.00109791	0.000965364	-0.0006468	0.11881

Tabla N° 63: Datos para Caudal: 18.740 lt/s, So: 1.5 %

Q=	0.0187	m ³ /s
So=	0.0150	
b=	0.3000	m
n=	0.0096	

x	dx	Sodx	y	A	p	R	R2/3	v	v2/2g	E	Sodx+E	Se	SeP	SePdx	E+SePdx
0.000	0.150	-0.00225	0.2050	0.06150	0.710	0.0866	0.1958	0.3047	0.00473	0.2097	0.20748	0.000225567			
-0.150	0.150	-0.00225	0.2027	0.06081	0.705	0.0862	0.1951	0.3082	0.00484	0.2075	0.20528	0.000232237	0.000228902	-3.434E-05	0.20749
-0.450	0.300	-0.00450	0.2004	0.06011	0.701	0.0858	0.1945	0.3118	0.00495	0.2053	0.20082	0.00023919	0.000235714	-7.071E-05	0.20525
-0.750	0.300	-0.00450	0.1957	0.05871	0.691	0.0849	0.1932	0.3192	0.00519	0.2009	0.19639	0.000254164	0.000246677	-7.4E-05	0.20082
-1.100	0.350	-0.00525	0.1911	0.05732	0.682	0.0840	0.1918	0.3270	0.00545	0.1965	0.19126	0.000270418	0.000262291	-9.18E-05	0.19641
-1.400	0.300	-0.00450	0.1856	0.05567	0.671	0.0830	0.1902	0.3366	0.00577	0.1914	0.18685	0.000291591	0.000281004	-8.43E-05	0.19127
-1.700	0.300	-0.00450	0.1809	0.05427	0.662	0.0820	0.1888	0.3453	0.00608	0.1870	0.18248	0.000311614	0.000301603	-9.048E-05	0.18689
-2.355	0.655	-0.00983	0.1763	0.05289	0.653	0.0810	0.1873	0.3543	0.00640	0.1827	0.17287	0.000333272	0.000322443	-0.0002112	0.18249
-2.955	0.600	-0.00900	0.1658	0.04975	0.632	0.0788	0.1837	0.3767	0.00723	0.1731	0.16406	0.000391331	0.000362302	-0.0002174	0.17284
-3.605	0.650	-0.00975	0.1562	0.04686	0.612	0.0765	0.1802	0.3999	0.00815	0.1644	0.15460	0.000458374	0.000424853	-0.0002762	0.16408
-4.205	0.600	-0.00900	0.1455	0.04365	0.591	0.0739	0.1760	0.4293	0.00939	0.1549	0.14589	0.000553797	0.000506086	-0.0003037	0.15459
-4.855	0.650	-0.00975	0.1354	0.04062	0.571	0.0712	0.1717	0.4614	0.01085	0.1462	0.13650	0.000672021	0.000612909	-0.0003984	0.14585
-5.455	0.600	-0.00900	0.1240	0.03720	0.548	0.0679	0.1664	0.5038	0.01294	0.1369	0.12793	0.000853443	0.000762732	-0.0004576	0.13647
-6.125	0.670	-0.01005	0.1130	0.03390	0.526	0.0644	0.1607	0.5528	0.01558	0.1286	0.11853	0.001101108	0.000977275	-0.0006548	0.12792

Tabla N° 64: Datos para Caudal: 20.510 lt/s, So: 1.5 %

Q=	0.0205	m ³ /s
So=	0.0150	
b=	0.3000	m
n=	0.0096	

x	dx	Sodx	y	A	p	R	R2/3	v	v2/2g	E	Sodx+E	Se	SeP	SePdx	E+SePdx
0.000	0.150	-0.00225	0.2110	0.06330	0.722	0.0877	0.1974	0.3240	0.00535	0.2164	0.21410	0.000250963			
-0.150	0.150	-0.00225	0.2087	0.06260	0.717	0.0873	0.1967	0.3276	0.00547	0.2142	0.21190	0.000258152	0.000254558	-3.818E-05	0.21411
-0.450	0.300	-0.00450	0.2064	0.06192	0.713	0.0869	0.1961	0.3312	0.00559	0.2120	0.20750	0.000265485	0.000261819	-7.855E-05	0.21192
-0.750	0.300	-0.00450	0.2017	0.06051	0.703	0.0860	0.1949	0.3390	0.00586	0.2076	0.20306	0.000281678	0.000273581	-8.207E-05	0.20747
-1.100	0.350	-0.00525	0.1971	0.05912	0.694	0.0852	0.1936	0.3469	0.00613	0.2032	0.19795	0.000299026	0.000290352	-0.0001016	0.20310
-1.400	0.300	-0.00450	0.1916	0.05747	0.683	0.0841	0.1920	0.3569	0.00649	0.1981	0.19357	0.000321636	0.000310331	-9.31E-05	0.19798
-1.700	0.300	-0.00450	0.1868	0.05604	0.674	0.0832	0.1906	0.3660	0.00683	0.1936	0.18913	0.000343386	0.000332511	-9.975E-05	0.19353
-2.355	0.655	-0.00983	0.1822	0.05466	0.664	0.0823	0.1892	0.3752	0.00718	0.1894	0.17955	0.000366365	0.000354875	-0.0002324	0.18914
-2.955	0.600	-0.00900	0.1717	0.05151	0.643	0.0801	0.1858	0.3981	0.00808	0.1798	0.17079	0.00042773	0.000397048	-0.0002382	0.17955
-3.605	0.650	-0.00975	0.1620	0.04860	0.624	0.0779	0.1824	0.4221	0.00908	0.1711	0.16131	0.000498672	0.000463201	-0.0003011	0.17076
-4.205	0.600	-0.00900	0.1513	0.04538	0.603	0.0753	0.1783	0.4520	0.01041	0.1617	0.15266	0.000598128	0.00055484	-0.0003029	0.16133
-4.855	0.650	-0.00975	0.1411	0.04233	0.582	0.0727	0.1742	0.4845	0.01197	0.1531	0.14332	0.000720292	0.00065921	-0.0004285	0.15264
-5.455	0.600	-0.00900	0.1296	0.03888	0.559	0.0695	0.1691	0.5275	0.01418	0.1438	0.13478	0.000906237	0.000813265	-0.000488	0.14330
-6.125	0.670	-0.01005	0.1185	0.03555	0.537	0.0662	0.1636	0.5770	0.01697	0.1355	0.12541	0.001157464	0.001031851	-0.0006913	0.13477