



ESPE
UNIVERSIDAD DE LAS FUERZAS ARMADAS
INNOVACIÓN PARA LA EXCELENCIA

**DEPARTAMENTO DE CIENCIAS DE LA TIERRA Y LA
CONSTRUCCIÓN**

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

TESIS PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

AUTOR: ANA ABIGAIL ARREAGA CARRIÓN

**TEMA: ESTUDIO DE UN VERTEDERO DE PERFIL CIRCULAR MEDIANTE
MODELACIÓN HIDRÁULICA**

DIRECTOR: ING. WASHINGTON, SANDOVAL PhD.

CODIRECTOR: ING. EDGAR, CARVAJAL MSc.

SANGOLQUÍ, DICIEMBRE 2014

CERTIFICACIÓN

Certifico que el presente trabajo fue realizado en su totalidad por la Srta. ANA ABIGAIL ARREAGA CARRION como requerimiento parcial a la obtención del título de INGENIERA CIVIL.

Sangolquí, Diciembre del 2014

ING. WASHINGTON SANDOVAL Ph.D.

DIRECTOR DE TESIS

ING. EDGAR CARVAJAL, MSc.

CO-DIRECTOR DE TESIS

REVISADO POR

ING. PABLO CAIZA, Ph.D.

DIRECTOR DE LA CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

DECLARACIÓN DE RESPONSABILIDAD

ANA ABIGAIL ARREAGA CARRION

Declaro que:

El proyecto de grado denominado “ESTUDIO DE UN VERTEDERO DE PERFIL CIRCULAR MEDIANTE MODELACIÓN HIDRÁULICA”, ha sido desarrollado en base a una investigación adecuada, respetando derechos intelectuales de terceros, conforme las referencias que constan en las páginas correspondientes, cuyas fuentes se incorporan en la bibliografía. Consecuentemente este trabajo es de mi autoría.

En virtud de esta declaración, me responsabilizo del contenido, veracidad y alcance científico del proyecto de grado en mención parcial a la obtención del título de Ingeniero Civil.

Sangolquí, Diciembre del 2014

ANA ABIGAIL ARREAGA CARRION

AUTORIZACIÓN

Yo, ANA ABIGAIL ARREAGA CARRION

Autorizo a la Universidad de las Fuerzas Armadas la publicación, en la biblioteca virtual de la Institución, del trabajo “ESTUDIO DE UN VERTEDERO DE PERFIL CIRCULAR MEDIANTE MODELACIÓN HIDRÁULICA”, cuyo contenido, ideas y criterios son de mi exclusiva responsabilidad y autoría.

Sangolquí, Diciembre del 2014

ANA ABIGAIL ARREAGA CARRION

DEDICATORIA

A mis padres Jaime Arreaga y Rosa Carrión, por su lucha y constancia en cada reto presentado durante este recorrido, siendo mí guía y apoyo incondicional.

Ana Abigail Arreaga Carrión

AGRADECIMIENTO

A Dios, dador de la vida y Padre de la Creación, por cada una de las experiencias que me ha tocado vivir en este ciclo, quien con su compañía y dirección ha permitido la culminación de un reto más en mi vida.

A mi familia, quienes han estado a mi lado en todo momento, muchas gracias.

A mis profesores por cada conocimiento y experiencia impartidos, en especial al Dr. Washington Sandoval y al Ing. Edgar Carvajal por su instrucción.

A mis amigos quiero darles las gracias por los buenos momentos y aventuras que hemos compartido, siempre permanecerán en mis recuerdos y en el corazón.

Ana Abigail Arreaga Carrión

ÍNDICE DE CONTENIDOS

CERTIFICACIÓN	i
DECLARACIÓN DE RESPONSABILIDAD	ii
AUTORIZACIÓN	iii
DEDICATORIA	iv
AGRADECIMIENTO	v
RESUMEN	xii
ABSTRACT	xiii
CAPÍTULO I	1
INTRODUCCIÓN	1
1.1 Antecedentes.....	1
1.2 Objetivo General.....	3
1.3 Objetivo Especifico	3
1.4 Hipótesis.....	3
1.5 Justificación del Proyecto	4
1.6 Metas del Proyecto	5
CAPÍTULO II	6
MARCO TEÓRICO DE LOS VERTEDEROS	6
2.1 Generalidades sobre vertederos.....	6
2.2 Partes del vertedero	7
2.3 Funciones del Vertedero.....	7
2.4 Tipos de vertederos	8
2.4.1 Por su geometría.....	8
2.4.2 Según el ancho de la cresta.	17
2.4.3 Influencia de la forma de la vena.....	20

2.4.4	Perfil Creager.	21
2.4.5	Vertederos de cresta redondeada.	22
2.5	Vertedero de perfil circular.	23
2.5.1	Definición.	23
2.5.2	Ventajas y desventajas del vertedero de perfil circular con respecto a otros tipos de vertedero.	24
CAPÍTULO III.....		26
MATERIALES Y MÉTODOS		26
3.1	MODELOS HIDRÁULICOS	26
3.2	MODELOS FÍSICOS.....	26
3.2.1	Modelos con geometría similar (no distorsionados).	26
3.2.2	Modelos distorsionados.....	27
3.2.3	Modelos disímiles.....	27
3.3	SIMILITUD HIDRÁULICA	27
3.3.1	Semejanza geométrica.....	27
3.3.2	Semejanza cinemática.	27
3.3.3	Semejanza dinámica.	28
3.3.4	Criterios de semejanza dinámica.	29
3.3.5	Translación de resultados obtenidos en modelos a prototipos.	30
3.4	DISEÑO CONCEPTUAL DEL MODELO	31
3.5	SELECCIÓN DE MATERIALES	32
3.5.1	Láminas de acrílico.	32
3.5.2	Planchas y perfiles metálicos.	33
3.5.3	Tubos y accesorios Pvc.	33
3.5.4	Bomba centrífuga.	34
3.5.5	Sistema Eléctrico.....	35

3.6	DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DEL MODELO	36
3.6.1	Tanque de Abastecimiento.....	37
3.6.3	Canal de Aproximación del prototipo.....	40
3.6.4	Tubería y accesorios de PVC.....	42
3.7	CALIBRACIÓN DEL MODELO Y EQUIPOS DE MEDICIÓN.....	43
3.7.1	Medición de longitudes.....	43
3.7.2	Probeta y Jarra Plástica.	44
CAPÍTULO IV		45
RESULTADOS Y DISCUSIÓN		45
4.1	TOMA DE DATOS DEL MODELO.....	45
4.1.1	Procedimiento.	45
4.1.2	Carga vs Caudal.....	47
4.1.3	Carga sobre el vertedero.....	49
4.2	ANÁLISIS DE RESULTADOS OBTENIDOS	51
4.2.1	Coeficiente de Caudal C para $D1$ y $P = 2R$	53
4.2.2	Coeficiente de Caudal C para $D1$ y $P = R$	54
4.2.3	Coeficiente de Caudal C para $D1$ y $P = 0$	55
4.2.4	Coeficiente de Caudal C para $D2$ y $P = 2R$	56
4.2.5	Coeficiente de Caudal C para $D2$ y $P = R$	57
4.2.6	Coeficiente de Caudal C para $D2$ y $P = 0$	58
CAPÍTULO V		64
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....		64
5.1	Conclusiones	64
5.2	Recomendaciones.	64
CAPÍTULO VI		65
LITERATURA CITADA		65

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1.- Formulas experimentales para determinar el coeficiente de gasto μ (Cd) en vertederos rectangulares con o sin contracciones.....	12
Tabla 2.- Formulas experimentales para determinar el coeficiente de gasto μ (Cd) en vertederos triangulares.....	14
Tabla 3.- Valores característicos de \emptyset para vertederos circulares para la ecuación mencionada anteriormente.	17
Tabla 4.- Coeficiente ε_2 para vertederos de pared gruesa con descarga ahogada.....	19
Tabla 5.- Coeficiente de descarga para vertederos de pared delgada con funcionamiento ahogado.....	21
Tabla 6.- Coordenadas de un vertedero de Perfil Creager.....	22
Tabla 7.- Escala de modelaje hidráulico.....	30

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.- Esquema del vertedero circular.	2
Figura 2.- Descarga sobre un vertedero de pared delgada.	6
Figura 3.- Vededero Control de excesos.	8
Figura 4.- Descarga sobre vertedero de pared delgada sin contracciones.	9
Figura 5.- Vededero rectangular con y sin contracciones.....	11
Figura 6.- Vededero triangular.	13
Figura 7.- Vededero trapezoidal.	15
Figura 8.- Vededero de orificio circular.	16
Figura 9.- Vededero rectangular de pared delgada con contracciones.	17
Figura 10.- Vededero rectangular. a) Cresta delgada, b) Cresta gruesa.	18
Figura 11.- Forma de vena liquida. a) Deprimida; b) Adherida;	20
Figura 12. Vededero con perfil creager.	21
Figura 13.- Vededero de cresta circular y talud vertical, aguas abajo.	23
Figura 14.- Vededero de perfil circular.....	24
Figura 15.- Lamina de acrílico de 8 mm.....	33
Figura 16.- Plancha y perfiles metálicos.	33
Figura 17.- Tubo y accesorios PVC.	34

Figura 18.- Manguera transparente de 1".	34
Figura 19.- Bomba centrífuga modelo BOAC-1 (TRUPER).	35
Figura 20.- Botonera pulsadora eléctrica.	35
Figura 21.- Esquema general del modelo.	36
Figura 22.- Vista en 3D del modelo.	37
Figura 23.- Esquema y dimensiones tanque de abastecimiento.	38
Figura 24.- Tanque de abastecimiento.	38
Figura 25.- Esquema y dimensiones del Tanque reservorio.	39
Figura 26.- Vista posterior del modelo (Tanque reservorio, conexión – bomba - tanque abastecimiento) y rejilla (recuadro).	40
Figura 27.- Calculo de Caudal, sección rectangular (Hcanales).	41
Figura 28.- Esquema y dimensiones del canal de aproximación.	41
Figura 29.- Canal (entrada y salida). Vista en planta del vertedero.	42
Figura 30.- Canal en funcionamiento y soporte metálico.	42
Figura 31.- Esquema de tubería y accesorios para la instalación.	43
Figura 32.- Regla metálica para medición de carga de vertedero.	44
Figura 33.- Probeta 1 lt y Jarra plástica de 4 lt.	44
Figura 34.- Vertedero de perfil circular – Tres Posiciones ensayadas.	45
Figura 35.- Bosquejo del vertedero de perfil circular (cilíndrico).	46
Figura 36.- Vista frontal y lateral del vertedero $P=2R$, $D1=81.7$ mm.	53
Figura 37.- Vista frontal del vertedero $P=0$, $D1=81.7$ mm.	55
Figura 38.- Vista frontal del vertedero $P=2R$, $D1=110$ mm.	58

ÍNDICE DE GRAFICAS

Gráfica 1.- Curva de descarga, $D=81.7$ mm; $P=2R$.	48
Gráfica 2.- Curva de descarga, $D=81.7$ mm; $P=R$.	48
Gráfica 3.- Curva de descarga, $D=81.7$ mm; $P=0$.	49
Gráfica 4.- Comportamiento de la lámina sobre el vertedero 0° , 90° , 135° .	50
Gráfica 5.- Ecuación promedio de la carga sobre el vertedero.	50
Gráfica 6.- Relación del Coeficiente de Caudal & Reynolds.	51
Gráfica 7.- Relación del Coeficiente de Caudal & Froude.	52
Gráfica 8.- Curva de descarga del vertedero de perfil circular $P=2R$.	53

Gráfica 9.- Curva de descarga del vertedero de perfil circular $P = R$	54
Gráfica 10.- Curva de descarga del vertedero de perfil circular $P = 0$	55
Gráfica 11.- Curva de descarga del vertedero de perfil circular $P = 2R$	56
Gráfica 12.- Curva de descarga del vertedero de perfil circular $P = R$	57
Gráfica 13.- Curva de descarga del vertedero de perfil circular $P = 0$	58
Gráfica 14.- Curva de descarga del vertedero de perfil circular.	59
Gráfica 15.- Correlación del coeficiente de gasto con respecto a P	60
Gráfica 16.- Correlación del coeficiente de caudal para $D1$ y $D2$ en $P=0$	61
Gráfica 17.- Correlación del coeficiente de caudal para $D1$ y $D2$ en $P=R$	61
Gráfica 18.- Correlación del coeficiente de caudal para $D1$ y $D2$ en $P=2R$. ..	62
Gráfica 19.- Correlación parámetros de coeficiente de caudal $D1$ y $D2$	62

RESUMEN

Este estudio presenta la investigación experimental para el cálculo del coeficiente de descarga de flujo sobre vertederos de sección circular y el ángulo de desprendimiento de la vena líquida, para cargas pequeñas ($H/R < 1$). Las ventajas del vertedero de sección circular son: flujo de entrada estable, facilidad de circulación de desechos flotantes, recolección de aguas sedimentadoras en plantas de tratamiento de agua potable, no necesita encofrado para su construcción, simplicidad del diseño y menor costo. Se ensayaron en el laboratorio seis modelos de verteros de sección cilíndrica cuyos diámetros 81.7mm y 110.0 mm en tres posiciones: cilindro sobre la solera del canal (2R), mitad del cilindro sobre la solera del canal (R) y cilindro debajo de la solera del canal. El resultado muestra que el aumento en los valores de la relación carga sobre la cresta del vertedero y radio del tubo (H/R) provoca un aumento en los valores del coeficiente de descarga C. Se observó que el tamaño del cilindro (radio del vertedero de sección circular R) y las condiciones del flujo aguas arriba tienen efecto sobre el coeficiente de gasto C. El comportamiento de la vena líquida sobre vertederos de sección cilíndrica se caracteriza por permanecer adherida a la cara hasta llegar a un ángulo de 135° , donde se desprende. Este tipo de vertedero de sección circular puede ser utilizado como estructura de control de flujo, además permitiría mejorar las condiciones de entrada en obras de toma de fondo tipo caucasicas.

PALABRAS CLAVES: CIRCULAR, VERTEDERO, ESTUDIO EXPERIMENTAL, COEFICIENTE DE DESCARGA, FLUJO.

ABSTRACT

This study presents the results of the experimental research for calculus of the flow discharge coefficient over circular section spillways and the nappe detachment angle for small charges ($H/R < 1$). The circular section spillways advantages are: steady intake flow, floating waste flow ease, settled water gathering, no need of formwork on building work, design simplicity and low cost. Six circular sections with 81.7 mm and 110.0 mm diameter spillways models were tested in lab in three different positions: cylinder over the channel floor ($2R$), half of the cylinder over the channel floor (R) and cylinder under the channel floor. The result shows that the increase of the load over spillway crests and radius of the cylinder ratio (H/R) values causes an increase in the discharge coefficient values C . It was observed that the cylinder size (circular section spillway radius R) and flow conditions upstream have an effect on the spending coefficient C . The behavior of the nappe in circular section is characterized by remain adhered to the face until reaching an angle of 135° , then it takes off. This type of spillway can be used like flow control structure. Also, it will allow to improve the intake conditions in Caucasians type headworks.

KEYWORDS: CIRCULAR, WEIR, EXPERIMENTAL STUDY, DISCHARGE COEFFICIENT, OVERFLOW.

CAPÍTULO I

INTRODUCCIÓN

1.1 Antecedentes

La Ingeniería Hidráulica es tan antigua como la civilización misma. Esto es evidente si se piensa en la lucha del hombre por la supervivencia, que lo obligó a realizar un buen uso y controlar el agua de una forma eficaz. La hidráulica se ha desarrollado conforme a las necesidades de la humanidad (Guevara, 2002).

Durante varios periodos algunas civilizaciones antiguas como: Hebrea, Egipcios, Romana y Griega, construyeron pozos, acueductos, canales y estanques para abastecerse de agua, regar sus cultivos y dar de beber a sus animales, considerándose como las primeras obras hidráulicas realizadas con limitaciones o técnicas sencillas pero dándoles resultados exitosos. (Saverien, 1775)

El descubrimiento del principio de Arquímedes puede estipularse como el inicio de la hidráulica. Los investigadores de la época renacentista como Kepler y Torricelli aportaron para el desarrollo de principios hidráulicos, que serían mejorados por Newton, Bernoulli y Euler alrededor del año 1800.

El primer modelo físico hidráulico fue desarrollado por Luis Jerónimo Fargue sobre un río en España (Saverien, 1775). Desde entonces se ha estudiado y experimentado en base a modelos hidráulicos.

(Emad Abdul_Gabbar, Adnan Abdul_Wahab, & Mohammad Akram, 2011), menciona que los vertederos cilíndricos eran comunes a finales del siglo XIX y principios del siglo XX. Los principales estudios de vertederos circulares como los ejecutados por Sarginson (1972), para control y evacuación de las aguas de exceso en estructuras hidráulicas, demostró que el coeficiente de descarga (C_d) utilizado para determinar el régimen de flujo es cercano a 1, su valor (C_d) varía con la relación de la altura aguas arriba

(H_w) y el radio de la cresta (R), H_w/R , habiéndose observado que el valor C_d incrementa cuando H_w/R es mayor, (Figura 1).

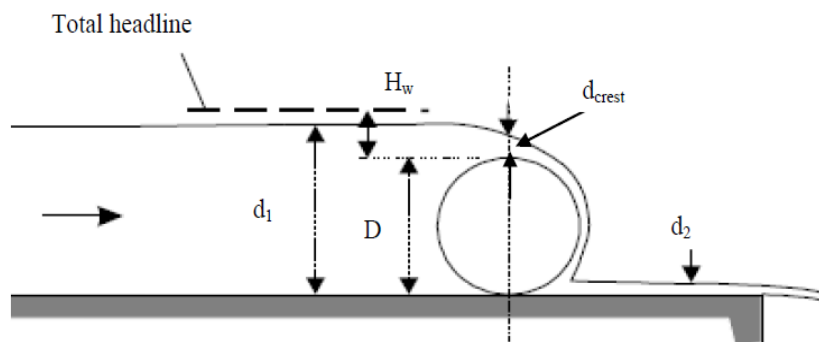


Figura 1.-Esquema del vertedero circular.

Fuente:(Emad Abdul_Gabbar, Adnan Abdul_Wahab, & Mohammad Akram, 2011)

Al-Tabatabaie (1985), estudio experimentalmente las características de flujo sobre crestas de vertederos semicirculares y medias lunas; las pruebas realizadas en el laboratorio en base a dieciséis modelos diferentes contemplaban la misma forma, longitud, ancho y altura, demostrando que los valores del coeficiente de descarga (C_d) son similares.

Chanson, H. &Montes, J. (1998), experimentaron corrientes de flujos sobre vertederos circulares, con ocho tamaños de cilindros (8), en los cuales se determinaron las alturas sobre los vertederos para cinco condiciones de flujo de entrada:

- Libre
- Parcialmente sumergido
- Rampa aguas arriba
- Conformación de resalto estable
- Conformación de resalto inestable

Los resultados obtenidos en los diferentes experimentos realizados en los cuales se varió el tamaño del cilindro, la altura del vertedero H/R y la presencia de una rampa aguas arriba no tuvieron efecto sobre el coeficiente

de descarga, profundidad de flujo en la cresta y la disipación de energía. Sin embargo, las condiciones de flujo de entrada tuvieron efectos sustanciales sobre las características de descarga y propiedades de flujo en la cresta.

Por lo expuesto y en consideración de que este tipo de vertederos circulares pueden ser utilizados como estructuras de control y tomando en cuenta que este tipo de estructura en el país no ha sido desarrollada, se hace necesario contar con un conocimiento básico de las condiciones de flujo; los cuales al contrastarlos con la literatura e investigaciones realizadas se pueda obtener parámetros para el dimensionamiento de estas estructuras.

1.2 Objetivo General

Analizar las condiciones de flujo a través de un vertedero de perfil circular mediante la modelación hidráulica, con el fin de obtener los parámetros hidráulicos de vertederos bajo diversas condiciones.

1.3 Objetivo Especifico

Estudiar las características de los vertederos hidráulicos.

Estimar el coeficiente de gasto del vertedero de perfil circular.

Determinar las condiciones de escurrimiento (lamina adherida) del agua sobre el umbral del vertedero circular.

Obtener las ecuaciones que permitan establecer las características del flujo, en función de la altura de la lámina de agua (H) y el radio del vertedero (R).

1.4 Hipótesis

La hipótesis se basa en que, la lámina de flujo sobre un vertedero de sección circular, se mantiene adherida a la superficie y depende de la relación H/R.

1.5 Justificación del Proyecto

Nuestro país se encuentra inmerso en diferentes cambios como es la matriz productiva la cual ha permitido la implementación de varios sistemas hidráulicos, en diferentes regiones del país. Dando apertura a la construcción de estructuras de captación para: control de inundaciones, saneamiento, riego, mini centrales hidroeléctricas y drenaje, mejorando así la producción nacional, en las cuales un elemento fundamental es el vertedero que permite la acumulación y posterior desborde del agua sobre la cresta de la estructura.

Al no haberse encontrado estudios específicos sobre las características del flujo a través de vertederos de sección circular para cargas pequeñas ($H/R < 1$) en la bibliografía disponible, es indispensable realizar ésta investigación, presentando una nueva alternativa para el diseño de la estructura vertiente, donde su perfil circular sobresale permitiendo que el flujo siga su contorno, direccionando la lámina que pasa por el vertedero, siendo H la carga sobre la cresta del vertedero y R el radio del vertedero de perfil circular.

La alternativa de utilizar vertederos de perfil circular (forma cilíndrica) podría mejorar sustancialmente las condiciones de entrada de obras de toma de fondo (caucasianas) puesto que, este tipo de perfil permite separar las partículas gruesas de las finas que las partículas finas ($D < 0.2$ mm Arenas Finas) que ingresan a la obra y no se retengan dentro de una longitud propia de los sedimentadores de flujos ideales, esto puede evitar la construcción de tanques sedimentadores, corroborando lo mencionada por (Krochin, 1986) en su diseño hidráulico para tomas caucasianas o tomas de rejilla.

Una ventaja adicional es que este tipo de estructuras no necesitarían paramentos aguas arriba del río para captar las aguas ya que estas, se pueden ajustar a la gradiente de los cauces. Concomitantemente al no tener paramentos no se hace necesario obras de disipación de energía como son los cuencos.

1.6 Metas del Proyecto

Determinar los parámetros que influyen en el dimensionamiento de un vertedero de perfil circular.

Elaborar un modelo hidráulico físico que cumpla con las leyes de similitud geométrica, cinemática, dinámica y contrarrestarlo con modelos matemáticos de otros perfiles de vertederos.

Determinar experimentalmente ecuaciones para establecer los parámetros hidráulicos del vertedero de perfil circular.

CAPÍTULO II

MARCO TEÓRICO DE LOS VERTEDEROS

2.1 Generalidades sobre vertederos

Se denomina vertedero a la estructura colocada sobre la solera de un canal, natural o artificial, que permite el paso del flujo sobre ésta, por esta razón el nivel de la superficie libre de la corriente se eleva hasta que el caudal que pasa sobre la estructura es igual al caudal que fluye por el canal(Sandoval, 2013).

Balloffet (1955) define a un vertedero como una abertura o escotadura de contorno abierto, practicada en la pared de un depósito, o bien en una barrera colocada en un canal o río, y por el cual escurre o rebasa el líquido contenido en el depósito, o que circula por el río o canal”, Figura 2.

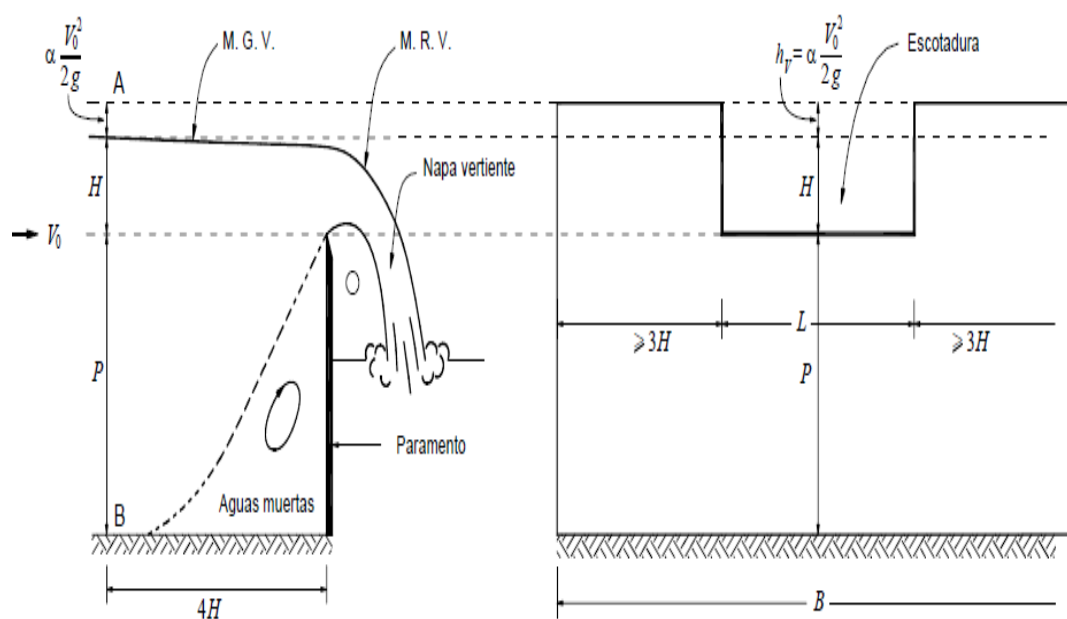


Figura 2.-Descarga sobre un vertedero de pared delgada.

Fuente:(Rocha, 2007)

2.2 Partes del vertedero

Cresta del vertedero (s): Es la superficie superior del vertedero donde el flujo se adhiere a la estructura.

Longitud de la cresta (b): Es la longitud medida a lo largo de la cresta del vertedero.

Altura del vertedero (P): Es la altura desde la base del vertedero hasta el nivel del punto de la cresta sobresaliente del vertedero.

Carga del vertedero (H): Es la altura medida desde la superficie horizontal ubicada en el punto sobresaliente de la cresta del vertedero.

2.3 Funciones del Vertedero

Los vertederos son estructuras de desbordamiento que se pueden usar para la medición de flujo ya sea en forma permanente, en cuyo caso se asocia con una medición y registro de nivel permanente, o en una instalación provisional, para aforar fuentes, o manantiales.

Un vertedero puede tener las siguientes funciones:

Lograr que el nivel de agua en una obra de toma alcance el nivel de requerido para el funcionamiento de la obra de conducción.

Mantener un nivel casi constante aguas arriba de una obra de toma, permitiendo que el flujo sobre el coronamiento del vertedero se desarrolle con una lámina líquida de espesor limitado.

En una obra de toma, el vertedero de excedencias se constituye en el órgano de seguridad de mayor importancia, evacuando las aguas en exceso generadas durante los eventos de máximas crecidas.

Permitir el control del flujo en estructuras de caída, disipadores de energía, transiciones, estructuras de entrada y salida en alcantarillas de carreteras, sistemas de alcantarillado, etc.

Como dispositivo de control para la recolección de agua decantadora o sedimentadora en plantas de tratamiento de agua potable.



Figura 3.-Vertedero Control de excesos.

Fuente: Sandoval, 2014.

2.4 Tipos de vertederos

Los vertederos pueden ser de varias formas que se detallan más adelante.

2.4.1 Por su geometría.

La forma geométrica del orificio depende de las condiciones de funcionamiento que el diseñador considere es adecuada para cada aplicación(Sandoval, 2013).

2.4.1.1 Vertederos Rectangulares.

Vertedero de pared delgada sin contracciones.

Aplicando la ecuación de energía entre los puntos 1 y 2 (Figura 4), se obtiene la expresión para el caudal vertido(Universidad del Cauca, 2013):

$$Q_T = \frac{2}{3} \sqrt{2g} b \left(H + \frac{V^2}{2g} \right)^{3/2}$$

Dónde: Q_T es el caudal teórico, b longitud del vertedero, P altura del vertedero, H carga hidráulica sobre la cresta, V velocidad de llegada al vertedor, g aceleración debida a la fuerza de la gravedad.

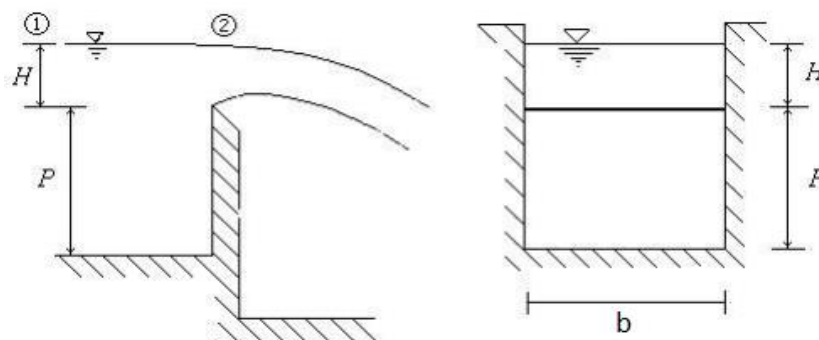


Figura 4.- Descarga sobre vertedero de pared delgada sin contracciones.

Fuente:(Universidad del Cauca, 2013).

La ecuación mencionada no considera las pérdidas por fricción en el tramo, ni los efectos de tensión superficial, por lo tanto el caudal real es menor que el caudal teórico, por tal razón se introduce un coeficiente que permita incluir estas consideraciones:

$$Q_T = \frac{2}{3} \sqrt{2g} C_d b \left(H + \frac{V^2}{2g} \right)^{3/2}$$

Dónde: C_d es el coeficiente de descarga, cuyos valores característicos deben estar entre 0.55 y 0.65, (Universidad del Cauca, 2013).

Despreciando la influencia de la velocidad de llegada al vertedero, la ecuación simplifica de la siguiente forma:

$$Q_T = \frac{2}{3} \sqrt{2g} C_d b H^{3/2}$$

Sotelo (1997), menciona que es la ecuación general para calcular el gasto de un vertedero rectangular cuya carga de velocidad de llegada es despreciable. En los países que utilizan el sistema ingles de unidades se

acostumbra a agrupar los términos $\frac{2}{3}\sqrt{2g}C_d$, en un solo coeficiente C, de tal manera que:

$$Q = C b H^{3/2}$$

Vertedero de pared delgada con contracciones.

En la Figura 2.3 se presenta un esquema con las diferentes posibilidades de un vertedero rectangular, con o sin contracciones. Para esta situación, la longitud efectiva del vertedero es L' , (Universidad del Cauca, 2013).

$$Q_T = \frac{2}{3}\sqrt{2g}C_d L' H^{3/2}$$

El efecto de la contracción se tiene en cuenta restando a la longitud total de la cresta del vertedero b , el número de contracciones multiplicada por $0.1H$.

$$L' = b - n (0.1 H)$$

Donde n es el número de contracciones laterales (Figura 4).

Reemplazando las dos ecuaciones se tiene:

$$Q_T = \frac{2}{3}\sqrt{2g}C_d (b - 0.1 n H) H^{3/2}$$

Para el caso del sin contracciones laterales ($n = 0$), se requiere de una zona de aireación en los extremos de la estructura que permita el ingreso de aire y así para garantizar que la presión aguas abajo de la estructura sea la atmosférica, Figura 5.

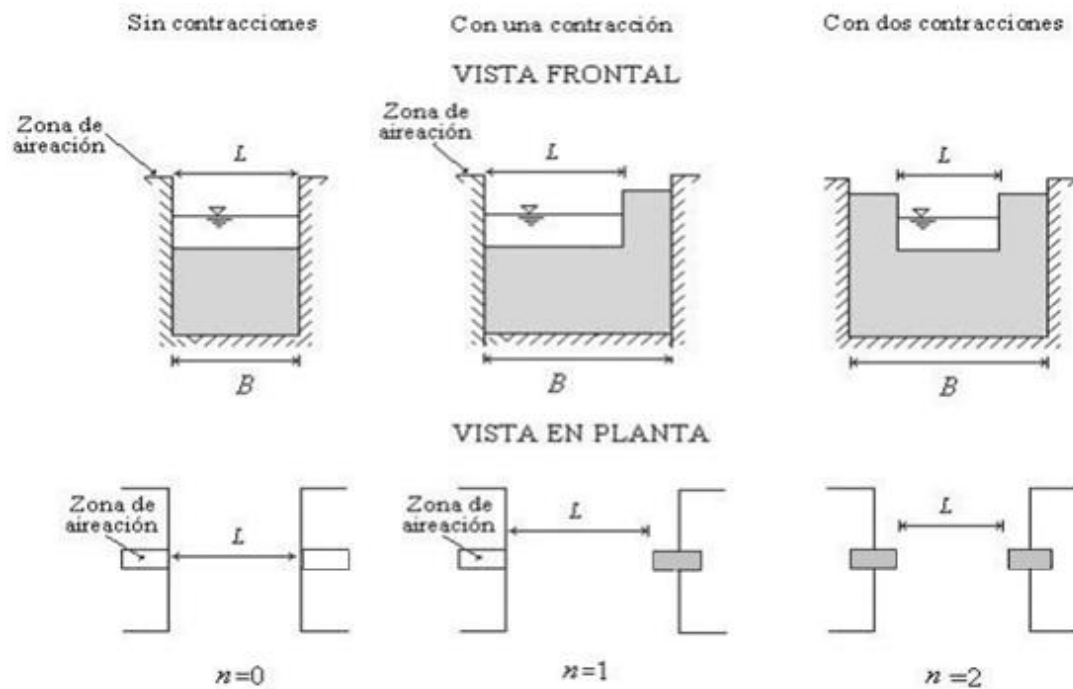


Figura 5.-Vertedero rectangular con y sin contracciones.

Fuente:(Universidad del Cauca, 2013).

Sotelo (1997), presenta formulas experimentales para determinar el coeficiente de gasto, aplicado para vertederos rectangulares con contracciones laterales o sin ellas. En el caso de vertederos sin contracciones laterales $b = B$, en las fórmulas como se indica en la tabla 1:

Tabla 1.

Formulas experimentales para determinar el coeficiente de gasto $\mu = Cd$ en vertederos rectangulares con o sin contracciones.

AUTOR	FÓRMULA	LÍMITE DE APLICACIÓN	OBSERVACIONES
Hegly (1921)	$\mu = \left[0.06075 - 0.045 \left(\frac{B-b}{B} \right) + \frac{0.0041}{h} \right] \times$ $\times \left[1 + 0.55 \left(\frac{b}{B} \right)^2 \left(\frac{h}{h+w} \right)^2 \right]$	$0.10 \text{ m} \leq h \leq 0.60 \text{ m}$ $0.50 \text{ m} \leq b \leq 2.00 \text{ m}$ $0.20 \text{ m} \leq w \leq 1.13 \text{ m}$	El primer límite de aplicación es el más importante. Para $h/b > 0.13$ tiene mayor precisión que la fórmula SIAS
Sociedad de Ingenieros y Arquitectos Suizos (SIAS)	$\mu = \left[0.578 + 0.037 \left(\frac{b}{B} \right)^2 + \frac{3.615 - 3 \left(\frac{b}{B} \right)^2}{1000h + 1.6} \right] \times$ $\times \left[1 + 0.5 \left(\frac{b}{B} \right)^4 \left(\frac{h}{h+w} \right)^2 \right]$	$0.025 \text{ m} \leq h \leq 0.80 \text{ m}$ $b \leq 0.3B$ $w \geq 0.30 \text{ m}$ $h/w \leq 1$ en el caso de contracciones laterales	Para vertederos sin contracción lateral los límites son: $0.025 \text{ m} \leq h \leq 0.80 \text{ m}$ $0.30 \text{ m} \leq w$ $h/w \leq 1$ Para $h/b \leq 0.13$, es más precisa que la de Hegly
Hamilton - Smith	$\mu = 0.616 \left(1 - \frac{b}{10B} \right)$	$0.075 \text{ m} \leq h \leq 0.60 \text{ m}$ $0.30 \text{ m} \leq b$ $0.30 \text{ m} \leq w$ $h \leq w/2$ $b \leq (B-2h), h/b \leq 0.5$	Si $B(h+w) < 10bh$, se deberá reemplazar en la ecs. 7.5 (Sotelo Á.) el valor de h por h' , donde: $h' = h + 1.4(V^2/2g)$ siendo $V = [Q/B(h+w)]$ es la velocidad de llegada.
Francis	$\mu = 0.623 \left[1 - 0.1n \frac{h}{b} \right] \times$ $\times \left[\left(1 + \frac{V_o^2}{2gh} \right)^{1/2} - \left(\frac{V_o^2}{2gh} \right)^{1/2} \right]$	$0.18 \text{ m} \leq h \leq 0.50 \text{ m}$ $2.40 \text{ m} \leq b \leq 3.00 \text{ m}$ $0.60 \text{ m} \leq w \leq 1.50 \text{ m}$ $b \geq 3h$	$V = Q / (B(h+w))$ Siendo V la velocidad de llegada. $n = 2$ en vertederos con contracción lateral $n = 0$ en vertederos sin contracciones laterales
Rehbock (1929)	$\mu = \left[0.6035 + 0.0813 \left(\frac{h+0.0011}{w} \right) \right] \times$ $\times \left[1 + \frac{0.0011}{h} \right]^{1/2}$	$0.18 \text{ m} \leq h \leq 0.50 \text{ m}$ $b \geq 0.3 \text{ m}$ $w \geq 0.06 \text{ m}$ $h/w \leq 1$	Vale sólo para vertederos sin contracciones laterales. Es muy precisa y de las más utilizadas, por su sencillez.

Fuente: (Sotelo, 1997).

2.4.1.2 Vertederos Triangulares.

Los vertederos triangulares (Figura 6), se recomiendan para el aforo de gastos inferiores a 30 lt/seg y cargas superiores a 6 cm y hasta 60 cm, (Sotelo, 1997).

$$Q = \frac{8}{15} \sqrt{2g} \tan(\beta/2) C_d H^{5/2}$$

O bien

$$Q = C H^{5/2}$$

Donde C depende de β , C_d , g . Si $\beta \rightarrow 90^\circ \rightarrow Q = 1.4 H^{5/2}$, en el sistema M.K.S.

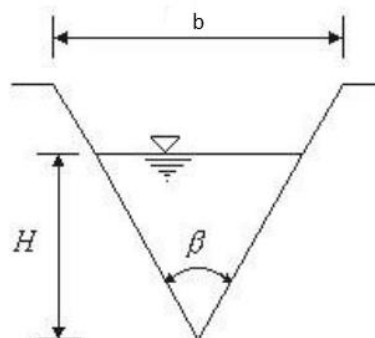


Figura 6.- Vertedero triangular.

Fuente:(Universidad del Cauca, 2013).

La Universidad del Cauca, da algunos valores para C_d en vertederos triangulares.

ÁNGULO β	C_d
15°	0.52-0.75
30°	0.59-0.72
45°	0.59-0.69
60°	0.50-0.54
90°	0.50-0.60

Sotelo (1997), presenta formulas experimentales para determinar el coeficiente de gasto, aplicado para vertederos triangulares con diferentes valores para el ángulo en el vértice. Donde w es el desnivel entre el vértice del vertedor y el fondo de dicho canal, B representa el ancho del canal de llegada. En cualquier caso, las fórmulas se expresan en el sistema MKS (Tabla 2).

Tabla 2.

Formulas experimentales para determinar el coeficiente de gasto $\mu = Cd$ ó Cen vertederos triangulares.

AUTOR	FÓRMULA	LIMITE DE APLICACIÓN	OBSERVACIONES
Universidad católica de Chile	$C = \frac{8}{15} \sqrt{2g} \tan \frac{\theta}{2} \mu K$	Vale para $15^\circ \leq \theta \leq 120^\circ$ La profundidad w no tiene influencia en el coeficiente de gasto	μ coeficiente experimental que depende de h y θ (según la figura 7.9 Sotelo Ávila), K es otro coeficiente que depende de B/h (según la figura 7.10) y vale 1 si $B/h \geq 5$ para $\theta = 90^\circ$ y si $B/h \geq 2.75$ para $\theta = 45^\circ$
Gourley y Crimp	$C = \frac{1.32 \tan \frac{\theta}{2}}{h^{0.66}}$	Vale para θ de 45° , 60° y 90° y para profundidades w grandes	Esta fórmula conduce a la ecuación: $Q = 1.32 \tan(\theta/2) h^{2.48}$
Hegly (1921)	$\mu = \left[0.5812 + \frac{0.00375}{h} \right] \times \left\{ 1 + \left[\frac{h^2}{B(h+w)} \right]^2 \right\}$	Vale para $\theta = 90^\circ$ $0.10 \text{ m} \leq h \leq 0.50 \text{ m}$ y profundidades w pequeñas	Es de las fórmulas mas precisas para vertederos con ángulo en el vértice $\theta = 90^\circ$
Barr (1909)	$\mu = 0.565 + \frac{0.0087}{h^{0.5}}$	Vale para $\theta = 90^\circ$ con cargas $0.05 \text{ m} \leq h \leq 0.25 \text{ m}$ $w \geq 3h$ $B \geq 8h$	El valor medio de $\mu = 0.593$ que resulta de esta fórmula corresponde bastante al resultado de Thompson (1861), y que conduce a la ecuación: $Q = 1.42 h^{5/2}$
Koch (1923) Yarmall (1926)	$\mu = 0.58$	Vale para $\theta = 90^\circ$ con cargas muy grandes. $W \geq 3h$, $B \geq 8h$	No se limita con precisión el rango de validez.
Heyndricks	$\mu = \left[0.5775 + 0.214 h^{1.25} \right] \times \left\{ 1 + \left[\frac{h^2}{B(h+w)} \right]^2 \right\}$	Vale para $\theta = 60^\circ$ y cargas normales	Es bastante precisa

Fuente: (Sotelo, 1997).

2.4.1.3 Vertederos Trapezoidales.

Este vertedero ha sido diseñado con el fin de disminuir el efecto de las contracciones que se presentan en un vertedero rectangular contraído. Se presenta a continuación la ecuación de gasto. (Universidad del Cauca, 2013).

$$Q = \frac{2}{3} C_{d1} \sqrt{2g} b H^{3/2} + \frac{8}{15} C_{d2} \sqrt{2g} H^{5/2} \tan \theta$$

Donde, C_{d1} es coeficiente de descarga para el vertedero rectangular con contracciones, C_{d2} es el coeficiente de descarga para el vertedero triangular, b es la longitud de la cresta, θ es el ángulo de inclinación de los lados respecto a la vertical, y m la inclinación lateral (Figura 7).

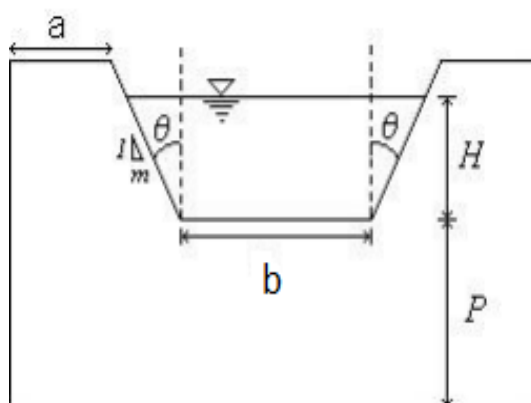


Figura 7.- Vertedero trapezoidal.

Fuente:(Universidad del Cauca, 2013).

La ecuación anterior puede transformarse así:

$$Q = \frac{2}{3} \sqrt{2g} \left[C_{d1} + \frac{4H}{5L} C_{d2} \tan \theta \right] b H^{3/2}$$

Cuando la inclinación de los taludes laterales es de 4V:1H, el vertedero recibe el nombre de Cipolletti en honor a su inventor, donde el término entre paréntesis es 0.63 (Sotelo, 1997).

La geometría de este vertedero ha sido obtenida de manera que las ampliaciones laterales compensen el caudal disminuido por las contracciones de un vertedero rectangular con iguales longitud de cresta y carga de agua.

Por lo que la ecuación anterior puede escribirse de la siguiente manera:

$$Q = 1.861 bH^{3/2}$$

Esta ecuación es válida si $0.08 \text{ m} \leq H \leq 0.60 \text{ m}$; $a \geq 2h$; $b \geq 3h$; $P \geq 3h$ y, además para anchos de canal de 30 a 60h.

2.4.1.4 Vertederos de Orificios Circulares.

La ecuación del caudal vertido se representa de la siguiente manera:

$$Q = \phi \left[0.555 + \frac{D}{110H} + 0.041 \frac{H}{D} \right] D^{5/2}$$

Donde, H es la carga hidráulica o altura de carga, expresada en decímetros, D es el diámetro (decímetros), Q caudal (lt/seg) y ϕ depende de la relación H/D (Tabla 3).

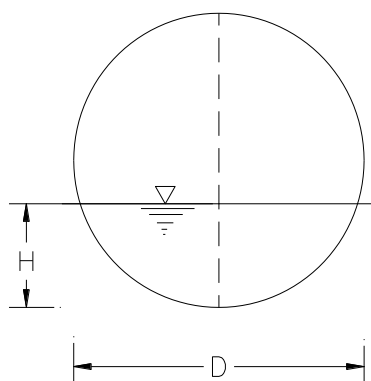


Figura 8.- Vertedero de orificio circular.

Fuente:(Universidad del Cauca, 2013).

Tabla 3.

Valores característicos de ϕ para vertederos circulares para la ecuación mencionada anteriormente.

H/D	ϕ	H/D	ϕ
0.05	0.0272	0.55	2.8205
0.10	0.1072	0.60	3.2939
0.15	0.2380	0.65	3.7900
0.20	0.4173	0.70	4.3047
0.25	0.6428	0.75	4.8336
0.30	0.9119	0.80	5.3718
0.35	1.2223	0.85	5.9133
0.40	1.5713	0.90	6.4511
0.45	1.9559	0.95	6.9756
0.50	2.3734	1.00	7.4705

Fuente: (Sotelo, 1997).

2.4.2 Según el ancho de la cresta.

La forma geométrica del orificio depende de las condiciones de funcionamiento que el diseñador considere es adecuada para cada aplicación(Sandoval, 2013).

2.4.2.1 Vertederos de cresta delgada.

Este tipo de vertedero es el más usado, especialmente como aforador, por ser una estructura de fácil construcción e instalación. Debidamente calibrados o patronados se obtienen ecuaciones o curvas en las cuales el caudal es función de la carga hidráulica H , figura 9.

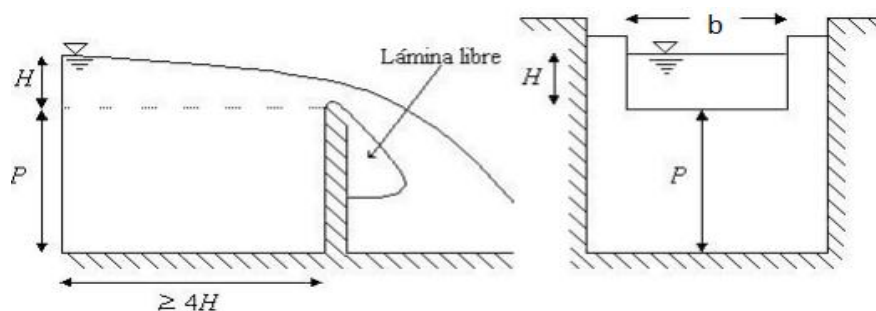


Figura 9.- Vertedero rectangular de pared delgada con contracciones.

Fuente:(Universidad del Cauca, 2013).

Se tiene la ecuación típica para el caudal basado en varios experimentos realizados por Francis la cual se presenta, en caso de no tener contracciones, de la siguiente manera:

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

2.4.2.2 Vertederos de cresta gruesa.

Los vertederos de cresta ancha tienen menor capacidad de descarga para igual carga de agua que los vertederos de cresta delgada y su uso más frecuente es como estructuras de control de nivel, (Universidad del Cauca, 2013).

La mínima distancia a la cual se deben instalar los medidores de la carga hidráulica (H) para que no esté afectada por la declinación de la lámina de agua es $3.5H$, como se observa en la Figura 10.

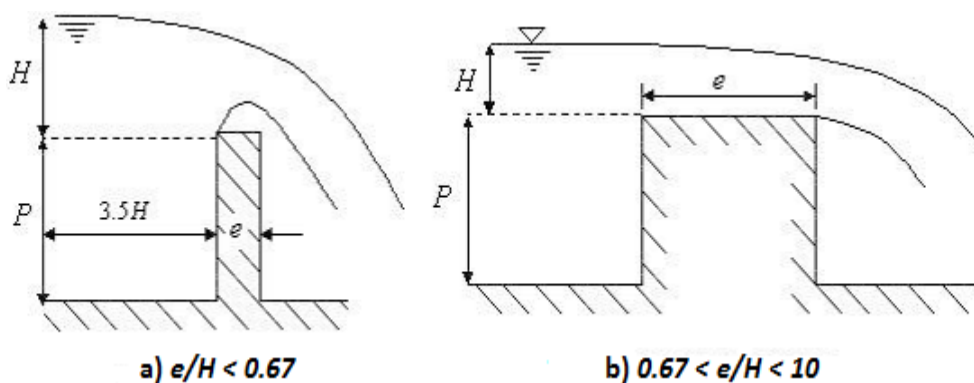


Figura 10.-Vertedero rectangular. a) Cresta delgada, b) Cresta gruesa.

Fuente:(Universidad del Cauca, 2013).

Este tipo de vertedero de pared gruesa puede adquirir varias formas.

Sotelo (1997) presenta una clasificación del funcionamiento de los vertederos, según la relación e/H , como se presenta a continuación:

Cuando $e/H < 0.67$ el chorro se separa de la cresta y el funcionamiento es idéntico al del vertedero de pared delgada (Figura 10a).

Cuando $e/H > 0.67$ el funcionamiento es diferente, pues la lámina vertiente se adhiere a la cresta del vertedero. Si la relación e/H es mayor que 10 se considera que el funcionamiento es en canal (Figura 10 b).

En este caso Sotelo (1997) propone el tratamiento como vertedero Bazin; utilizando la ecuación de los vertederos rectangulares de pared delgada afectada de un coeficiente de reducción ε_1 tal como:

$$Q = \varepsilon_1 C b H^{3/2}$$

Siendo:

$$\varepsilon_1 = 0.7 + \frac{0.185}{e/H} \rightarrow \text{si } 0.67 < e/H < 3$$

$$\varepsilon_1 = 0.7 + \frac{0.1}{e/H} \rightarrow \text{si } 3 < e/H < 10$$

Si el funcionamiento hidráulico del vertedero es ahogado se utiliza un segundo coeficiente ε_2 , que depende de la relación $(H - h)/H$ siendo $h = P' - P$ (Tabla 4).

$$Q = \varepsilon_2 C b H^{3/2}$$

Tabla 4.

Coeficiente ε_2 para vertederos de pared gruesa con descarga ahogada.

$(H-h)/H$	ε_2	$(H-h)/H$	ε_2
1.4	1.00	0.30	0.855
1.3	1.00	0.25	0.833
1.2	0.993	0.20	0.807
1.0	0.987	0.15	0.770
0.9	0.980	0.10	0.720
0.8	0.960	0.08	0.680
0.7	0.950	0.06	0.640
0.6	0.930	0.04	0.550
0.5	0.910	0.02	0.400
0.4	0.885	0.01	0.260

Fuente: (Sotelo, 1997).

2.4.3 Influencia de la forma de la vena.

El funcionamiento de los vertederos de pared delgada puede variar según la forma de la vena o chorro aguas abajo de la estructura, en situaciones en que no toda la lámina esté en contacto con la presión atmosférica, modificándose la posición de la vena y alterándose el caudal.

Es por ello que cuando el vertedero es usado para medición de caudales se debe evitar la situación anterior.

Esta influencia se puede presentar en vertederos sin contracción lateral que no dispongan de una adecuada aireación. En estas circunstancias la lámina líquida puede tomar una de las formas siguientes (Figura 11):

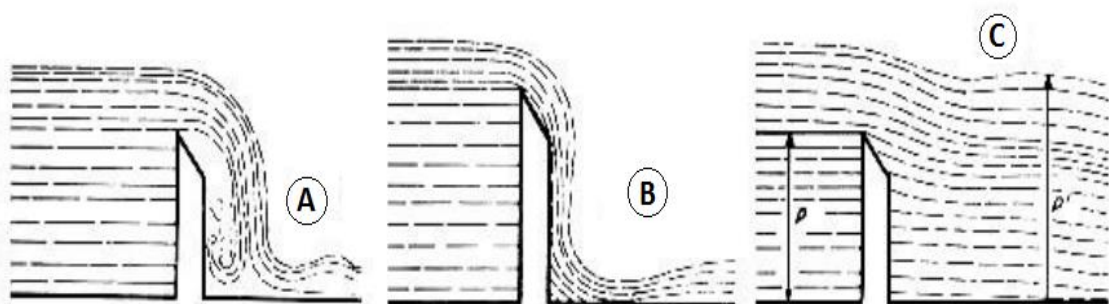


Figura 11.-Forma de vena líquida. a) Deprimida; b) Adherida; c) Ahogada.

Fuente:(Universidad del Cauca, 2013).

2.4.3.1 *Lamina deprimida.*

El aire es arrastrado por el agua, ocurriendo un vacío parcial aguas abajo de la estructura, que modifica la posición de la vena, el caudal es mayor al previsto teóricamente (Figura 11 a).

2.4.3.2 *Lamina adherente.*

Ocurre cuando el aire sale totalmente. En esta situación el caudal también es mayor (Figura 11 b).

2.4.3.3 Lamina ahogada.

Cuando el nivel aguas abajo es superior al de la cresta $P' > P$. Los caudales disminuyen a medida que aumenta la sumersión (Figura 11 c).

De acuerdo con los datos dados por U. S. of Board Waterway, el caudal se puede calcular, teniendo como base los valores relativos a la descarga de los vertederos libres aplicándoles un coeficiente de reducción (Tabla 5). (Azevedo, 1998).

Tabla 5.

Coeficiente de descarga para vertederos de pared delgada con funcionamiento ahogado.

h/H	Coeficiente	h/H	Coeficiente
0.0	1.000	0.5	0.937
0.1	0.991	0.6	0.907
0.2	0.983	0.7	0.856
0.3	0.972	0.8	0.778
0.4	0.956	0.9	0.621

Fuente:(Azevedo, 1998).

Siendo h la altura de agua por encima de la cresta, medida aguas abajo; $h = P' - P$ y H la carga hidráulica.

2.4.4 Perfil Creager.

Se usa para evacuar caudales de creciente, pues la forma especial de su cresta (Figura 12), permite la máxima descarga al compararlo con otra forma de vertederos para igual altura de carga de agua, (Universidad del Cauca, 2013).

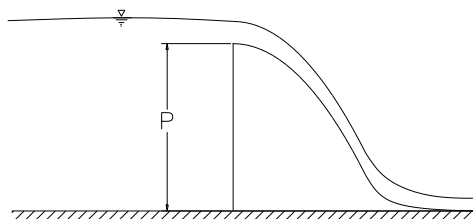


Figura 12.Vertedero con perfil creager.

Fuente:(Universidad del Cauca, 2013).

De acuerdo con la experiencias de Creager y Escande, se adoptan los valores de la tabla 6 para una carga $H = 1\text{m}$, para otros valores de H , solo se multiplica las coordenadas indicadas para estas. En condiciones ideales se puede aplicar la siguiente expresión, (Azevedo, 1998).

$$Q = 2.2 b H^{3/2}$$

Tabla 6.

Coordenadas de un vertedero de Perfil Creager.

x	y
0,0	0,126
0,1	0,036
0,2	0,007
0,3	0,000
0,4	0,007
0,6	0,060
0,8	0,147
1,0	0,257
1,2	0,393
1,4	0,565
1,7	0,873
2,0	1,235
2,5	1,960
3,0	2,824
3,5	3,818
4,0	4,930

Fuente:(Azevedo, 1998).

2.4.5 Vertederos de cresta redondeada.

Sotelo (1997), menciona que cuando la cresta del vertedero se redondea, el coeficiente de gasto C aumenta considerablemente respecto del calculado para uno de pared gruesa. Esto se explica por una baja en la contracción del chorro sobre el vertedero, pues actúa sobre las partículas una aceleración centrífuga debido a la curvatura de la líneas de corriente.

Es en el caso de la figura 13, Kramer encontró experimentalmente que el coeficiente de gasto C_d es el siguiente:

$$Cd = 1.02 - \frac{1.015}{\frac{H}{R} + 2.08} + \frac{\left[0.04 \left(\frac{H}{R} + 0.19\right)^2 + 0.0223\right] R}{P}, \text{ para } H/R \leq 4.2$$

$$Q = \frac{2}{3} \sqrt{2g} C_d b H^{3/2}$$

Este tipo de vertedero es importante en el caso de compuertas cilíndricas con vertido superior.

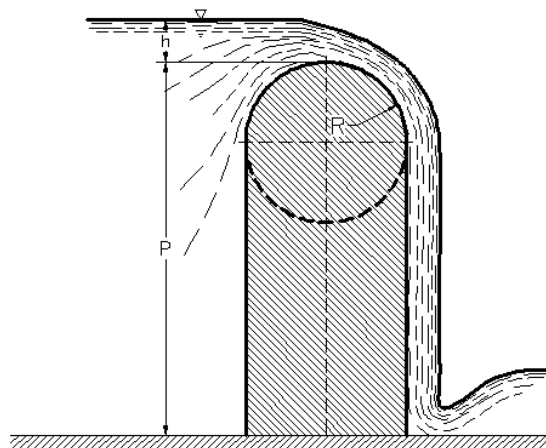


Figura 13.-Vertedero de cresta circular y talud vertical, aguas abajo.

Fuente:(Sotelo, 1997).

Además Sotelo (1997), presenta otros tipos como: cresta circular y talud inclinado, cresta elíptica y talud inclinado, aguas abajo.

2.5 Vertedero de perfil circular

2.5.1 Definición.

Su perfil, generalmente, se diseña según la superficie inferior de una vena líquida que se derrama libremente; cuya carga corresponde al caudal de proyecto(Sandoval, 2013). Donde a medida que la lámina pasa por la cresta del vertedero permanece suave y en la caída se adhiere a la cara del mismo (Figura 14). Este proceso de adhesión del agua es una forma de efecto Coanda, mencionando que la modificación del campo de presión,

dentro la lámina de agua, es causada por la curvatura convexa invertida, induciendo presión de succión en la pared. Por lo general, la separación de la lámina se produce en la parte inferior del vertedero. (Chanson & Montes, 1998)

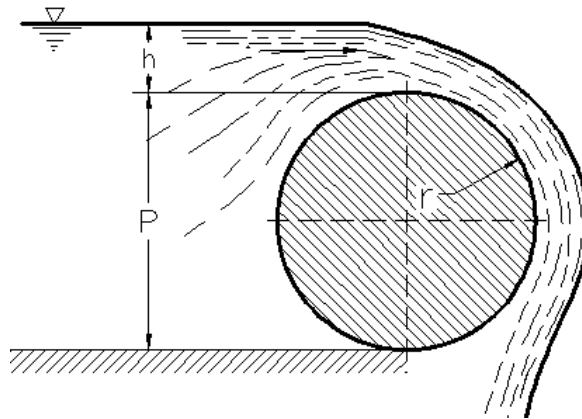


Figura 14.-Vertedero de perfil circular.

2.5.2 Ventajas y desventajas del vertedero de perfil circular con respecto a otros tipos de vertedero.

2.5.2.1 Ventajas.

Flujo de entrada estable.

El uso de tuberías de varios materiales para conformar la sección circular.

La construcción por lo general sería de bajo costo y simple.

No necesita encofrado.

Se puede usar el interior del vertedero para el paso de los líquidos.

Facilidad de circulación de desechos flotantes.

Recolección de aguas sedimentadoras en plantas de tratamiento de agua potable.

2.5.2.2 Desventajas.

El coeficiente de gasto o caudal es ligeramente menor por lo que la longitud es mayor.

La distribución de presión alrededor del vertedero puede llegar a tener valores negativos generando problemas de cavitación.

CAPÍTULO III

MATERIALES Y MÉTODOS

3.1 MODELOS HIDRÁULICOS

El estudio de los fenómenos hidráulicos demanda la consideración de un número considerable de variables o parámetros que permiten establecer resultados, los mismos que deben ser interpretados adecuadamente, es entonces necesario emplear un proceso de investigación ordenado y metódico para los modelos hidráulicos.

La investigación hidráulica se basa en la teoría de semejanza a través de la similitud geométrica, dinámica y cinemática, la cual permite establecer sistemas, movimientos o fenómenos hidráulicos semejantes, el primero se estudia o analiza en el laboratorio (modelo) con el objetivo de establecer leyes o relaciones; en el segundo sistema, movimiento o fenómeno hidráulicos semejante (prototipo), (Velasco Ayala & Vera Romero, 2012).

Los modelos hidráulicos se clasifican en dos tipos: físicos y matemáticos.

3.2 MODELOS FÍSICOS

Son la representación reducida de prototipos que, en el campo de la hidráulica comprenden estructuras tales como: presas, vertederos, desagües, captaciones, conducciones, etc.(Velasco Ayala & Vera Romero, 2012).

Entre los modelos físicos se tiene:

3.2.1 Modelos con geometría similar (no distorsionados).

Las dimensiones del modelo son homologas a las del prototipo (escalas menores). Son los más apropiados para el análisis experimental de estructuras hidráulicas.

3.2.2 Modelos distorsionados.

Cuando el modelo tiene diferentes relaciones de escala, así la relación de longitudes es diferente a la de profundidades entre los dos sistemas modelo y prototipo.

3.2.3 Modelos disímiles.

En los que no hay semejanza física entre ambos sistemas.

3.3 SIMILITUD HIDRÁULICA

Los modelos físicos de fenómenos hidráulicos se basan en los principios de semejanza que existe entre el prototipo y su modelo, siendo necesario diferenciar la semejanza geométrica, cinemática y dinámica.

3.3.1 Semejanza geométrica.

Dos sistemas hidráulicos son geoméricamente semejantes en el caso de que exista una relación constante entre sus longitudes.

$$const. = e_l = \frac{l_m}{l_p} = \frac{\text{Longitud en modelo}}{\text{Longitud en prototipo}}$$

Donde e_l escala de longitudes

Para sistemas geoméricos semejantes.

$$\frac{A_m}{A_p} = e_l^2 ; \frac{V_m}{V_p} = e_l^3$$

Siendo A_m, V_m, A_p, V_p , son las áreas y volúmenes del modelo y prototipo.

3.3.2 Semejanza cinemática.

Dos sistemas hidráulicos son cinéticamente semejantes si:

- a) Existe semejanza geométrica.

- b) Las trayectorias de las partículas de los fluidos están orientadas de igual forma, con relación a los bordes o fronteras de estos sistemas.
- c) Las velocidades y las aceleraciones, en puntos semejantes y en momentos de tiempo correspondientes, en su totalidad tienen una relación constante.

$$const. = e_v = \frac{v_m}{v_p} = \frac{\text{Velocidad en modelo}}{\text{Velocidad en prototipo}}$$

$$const. = e_a = \frac{a_m}{a_p} = \frac{\text{Aceleracion en modelo}}{\text{Aceleracion en prototipo}}$$

Con motivo de la semejanza cinemática aparece el concepto de escala de tiempo.

$$const. = e_t = \frac{t_m}{t_p}$$

Donde t_m y t_p son los intervalos de tiempo, en el transcurso de los cuales se realizan los respectivos fenómenos en el prototipo y en el modelo.

3.3.3 Semejanza dinámica.

Dos sistemas hidráulicos son dinámicamente semejantes si:

- a) En cualquier par de puntos semejantes están aplicadas fuerzas del mismo nombre.
- b) La razón de las magnitudes de las fuerzas son iguales para el modelo y el prototipo; ósea; la escala de las fuerzas es constante.

$$const. = e_F = \frac{F_m}{F_p} = \frac{\text{Fuera del Modelo}}{\text{Fuera del Prototipo}}$$

Donde F representa cualquier fuerza aplicada al fluido.

- c) Las fuerzas aplicadas en el modelo están orientadas, unas con relación a otras y con relación a las fronteras de este, de la misma manera que en el prototipo.

Dependiendo de las fuerzas que actúen en un fenómeno hidráulico existen criterios que caracterizan o permiten que el flujo del modelo sea igual al del prototipo. (Levanovna, 2013)

3.3.4 Criterios de semejanza dinámica.

3.3.4.1 Criterios de Froude (*Fr*).

Se considera que en el fluido están actuando solo las fuerzas de gravedad *G* y la de inercia *I*, además debe cumplir la condición:

$$\frac{V_m^2}{V_p^2} = \frac{g_m l_m}{g_p l_p}$$

Dónde: *V* es la velocidad en el punto dado; *l* cualquier parámetro lineal; *g* aceleración de la gravedad.

Considerando como número de Froude a la relación entre las fuerzas de inercia y la gravedad.

$$Fr = \frac{V^2}{gl}$$

De tal manera que, cuando en los fluidos predominan las fuerzas de gravedad e inercia, la semejanza dinámica calculada para puntos semejantes del modelo y el prototipo existe si:

$$Fr_m = Fr_p$$

Calculados para dos puntos semejantes del modelo y prototipo.

3.3.4.2 Criterios de Reynolds (*Re*).

Se considera que en el fluido están actuando solo las fuerzas de viscosidad (fricción) y además cumpla la condición:

$$\frac{V_m l_m}{\nu_m} = \frac{V_p l_p}{\nu_p}$$

Dónde: V es la velocidad lineal; l cualquier parámetro lineal; ν viscosidad.

Considerando como número de Reynolds a la relación entre las fuerzas de inercia y las de fricción.

$$Re = \frac{Vl}{\nu}$$

De tal manera que, cuando en los fluidos predominan las fuerzas de viscosidad, la semejanza dinámica calculada para puntos semejantes del modelo y el prototipo existe si:

$$Re_m = Re_p$$

3.3.5 Translación de resultados obtenidos en modelos a prototipos

En el modelaje hidráulico la translación de resultados se los hace a través de los coeficientes de escala. Las unidades físicas se las expresa en dependencia de otros coeficientes escala del modelo.

Las condiciones de translación de los resultados experimentales en el modelaje son diferentes para el criterio de Froude y Reynolds. En la tabla 7 se muestra las relaciones de translación para los criterios:

Tabla 7.

Escala de modelaje hidráulico.

Condiciones de Modelaje	Magnitudes de Medida							
	Long.	Área	Volum.	Tiempo	Veloc.	Acel.	Caudal	Fuerza
Por Froude	e_l	e_l^2	e_l^3	$\sqrt{e_l}$	$\sqrt{e_l}$	1	$e_l^{2.5}$	e_l^3
Por Reynolds	e_l	e_l^2	e_l^3	e_l^2	$1/e_l$	$1/e_l^3$	e_l	1

Fuente:(Sandoval, 2013).

3.4 DISEÑO CONCEPTUAL DEL MODELO

El diseño conceptual del modelo considera la ecuación multicriterio de flujo en vertederos (Levanovna, 2013). La cual toma en cuenta diferentes factores como son: paramento aguas arriba del vertedero P ; altura sobre la cresta H ; velocidad del flujo V ; densidad del fluido ρ ; viscosidad ν ; tensión superficial σ ; aceleración g ; velocidad de flujo por unidad de ancho del vertedero $q = Q/b$ y el ancho del vertedero b , como se presenta a continuación:

$$f\left(\frac{P}{H}; \frac{V}{\sqrt{gH}}; \frac{\nu}{\rho H \sqrt{gH}}; \frac{\sigma}{\rho g H^2}; \frac{Q}{b H \sqrt{gH}}\right) = 0$$

Considerando la ecuación fundamental de vertederos:

$$Q = C b \sqrt{2g} H^{3/2}$$

C = coeficiente del vertedero o gasto, el cual considera:

$$C = f\left(\frac{P}{H}; \frac{V}{\sqrt{gH}}; \frac{\nu}{\rho H \sqrt{gH}}; \frac{\sigma}{\rho g H^2}\right)$$

ó

$$C = f\left(\frac{P}{H}; Fr; Re; We\right)$$

Donde:

$$Re = \frac{\rho H \sqrt{gH}}{\nu} - \text{Numero de Reynolds}$$

$$We = \frac{\rho g H^2}{\sigma} - \text{Numero de Weber}$$

$$Fr = \frac{V}{\sqrt{gH}} - \text{Numero de Froude}$$

La expresión del número de froude se le puede representar como:

$$Fr = \frac{V}{\sqrt{gH}} = \frac{Q}{b(H+P)\sqrt{gH}} = 2C^2 \left(\frac{P}{P+H} \right)^2$$

Es decir resulta: $C = f(P/H; Re; We)$

En la investigación realizada por Levanovna (2013), para vertederos de cresta ancha, con los siguientes datos:

$$1 \leq Re \leq 6000$$

$$1,3 \leq We \leq 250$$

$$0,3 \leq H \leq 4$$

$$0,048 \leq P/H \leq 0,63$$

Aproximadamente se puede decir que: $We \sim H^2$.

Cuando P sea constante: $We \sim (P/H)^2$, por lo cual se tiene que el coeficiente del vertedero está en función de $C = f(Re; We)$ ó $C = f(Re; P/H)$.

3.5 SELECCIÓN DE MATERIALES

La selección de materiales se realizó según la disponibilidad en el mercado y el fácil manejo de los mismos tales como: perfiles metálicos, láminas de acrílico, tuberías y accesorios PVC, Bomba y válvula.

3.5.1 Láminas de acrílico.

Para brindar mejor visibilidad del flujo se seleccionó láminas de acrílico transparente de 8 mm de espesor para la construcción del canal de aproximación al vertedero en estudio y en el tanque reservorio en su lado posterior (Figura 15).

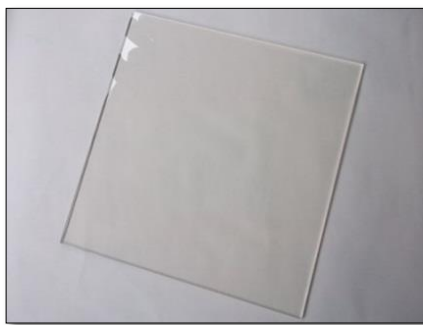


Figura 15.- Lamina de acrílico de 8 mm.

Para la unión de las piezas de acrílico se utilizó silicón el cual se adhiere firmemente, evita fugas y filtraciones.

3.5.2 Planchas y perfiles metálicos.

Para el tanque reservorio y abastecimiento se utilizó planchas de tol metálico A36 de 1mm de espesor soldadas entre sí y perfiles “L” de ½” para su estructura.

Se realizaron soportes conformados por perfiles cuadrados ½” para el tanque reservorio y el canal de aproximación.



Figura 16.- Plancha y perfiles metálicos.

3.5.3 Tubos y accesorios Pvc.

Para el vertedero de perfil circular se utilizó tubos lisos PVC de 81.7mm y 110mm.

El funcionamiento y mantenimiento del modelo requirió de varios accesorios en cada conexión tales como: válvula de bola, tapones, desagües, abrazaderas, acoples y nepros.



Figura 17.- Tubo y accesorios PVC.

Para la tubería de salida del tanque reservorio – bomba – tanque de abastecimiento será manguera transparente de 1”.



Figura 18.- Manguera transparente de 1”.

Para evitar altas pérdidas en cada conexión del modelo se utilizó sellado de caucho sintético para roscas (Polimex).

3.5.4 Bomba centrífuga.

El cálculo de la potencia de la bomba requerida para el modelo es con la siguiente fórmula:

$$P = \frac{H * \gamma * Q}{n}$$

Dónde: P potencia de la bomba - W (1 HP = 745,7 W), Q capacidad de bomba -m³/s, H carga total de la bomba - m, γ peso específico del líquido, η eficiencia de la bomba - %

La carga de la bomba: 0.9 m + perdidas 0.3 m =1.2 m

Caudal = $(0.2 \cdot 0.6 \cdot 0.6) / 60 = 0.0012 \text{ m}^3/\text{s}$

$$P = \frac{1.2 * 1000 * 0.012}{75/100}$$

$$P = 19.2 \text{ W} \approx 0.025 \text{ HP}$$

Debido a las características del sistema y un diseño óptimo se seleccionó una bomba de agua de potencia de 1 HP. Esta bomba funcionara con 110 voltios.



Figura 19.- Bomba centrífuga modelo BOAC-1 (TRUPER).

3.5.5 Sistema Eléctrico.

El modelo constare de una botonera la cual permitirá el control de apagado y encendido de la bomba de agua (Figura 20).



Figura 20.- Botonera pulsadora eléctrica.

3.6 DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DEL MODELO

El modelo del vertedero de perfil circular (de forma cilíndrica), se lo construyo en las instalaciones del Laboratorio de Hidráulica dentro del campus de la Universidad de las Fuerzas Armadas – ESPE.

El modelo está conformado: Tanque de abastecimiento, tanque reservorio, canal de aproximación, vertedero de perfil circular (cilíndrico).

A continuación se muestra el grafico esquemático del modelo:

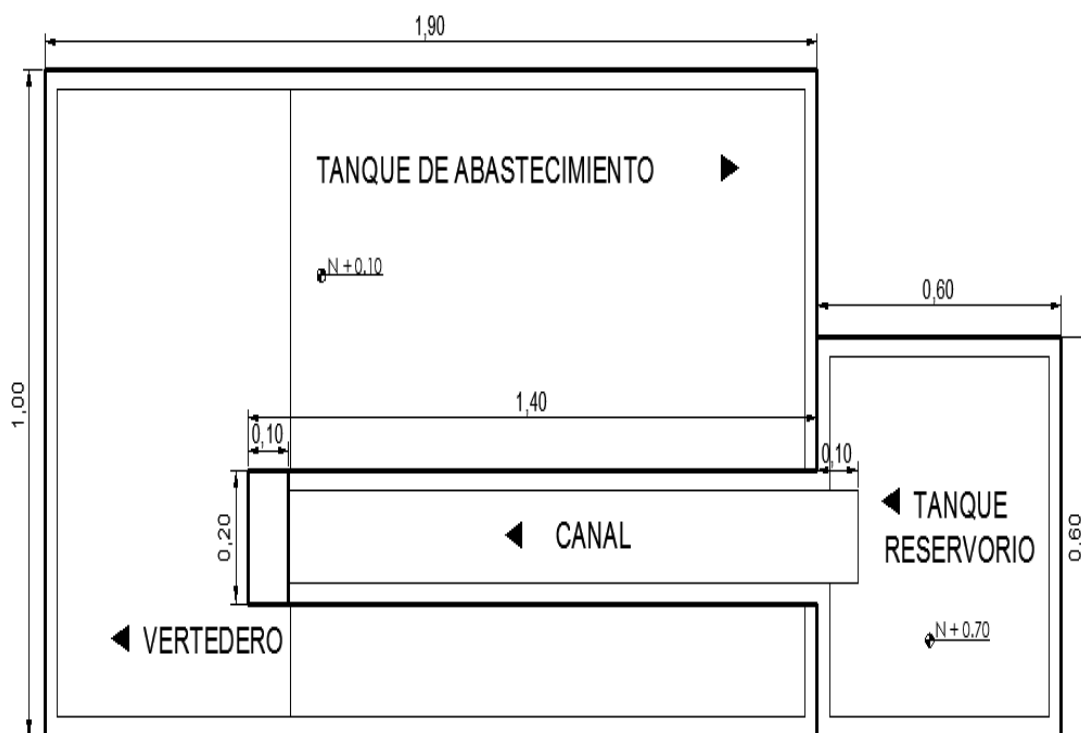


Figura 21.-Esquema general del modelo.

La configuración del modelo se ajusta a las limitaciones: espacio físico, caudales y cargas disponibles, equipo de medición y recolección de datos.

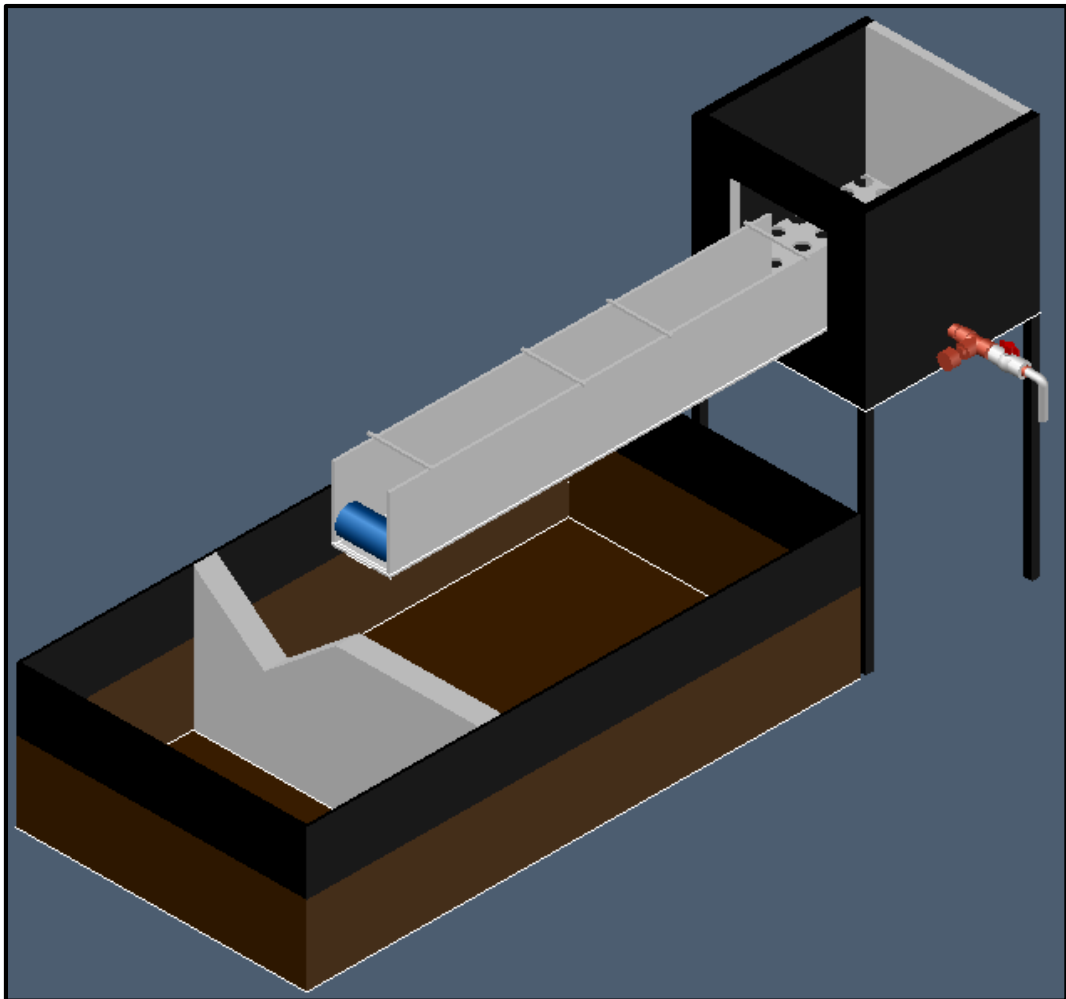


Figura 22.-Vista en 3D del modelo.

3.6.1 Tanque de Abastecimiento.

Este tanque fue diseñado para almacenar el caudal necesario para el funcionamiento del modelo es decir con capacidad de 0.86 m^3 . Está constituida de perfiles metálicos A36 recubierta de tabla triplex y en la parte superior con tol metálico en frío A36, se la dividió en dos partes con una lámina de acrílico.

Para permitir el desplazamiento de esta base se colocaron ruedas con su respectivo seguro para evitar el movimiento del modelo cuando se lo ponga en funcionamiento.

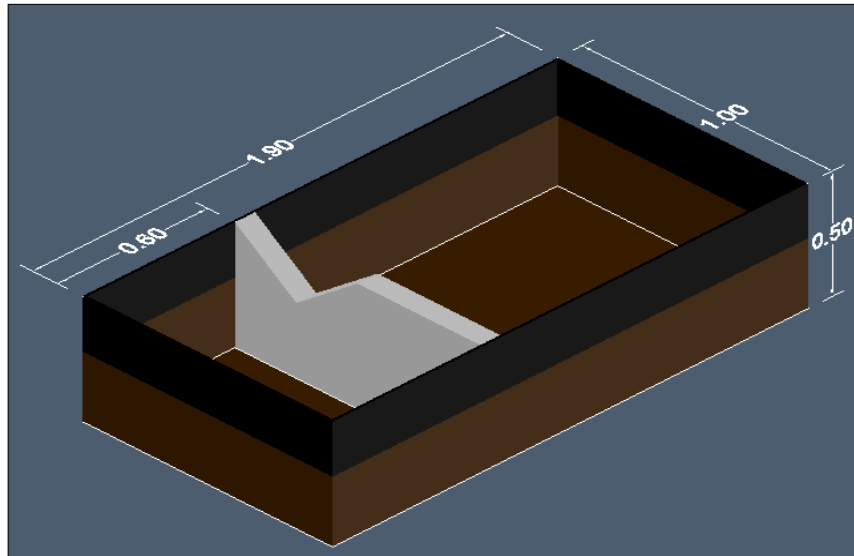


Figura 23.-Esquema y dimensiones tanque de abastecimiento.

El ingreso de agua al tanque de abastecimiento es manualmente a través de una manguera de $\frac{1}{2}$ " , que se instala desde las toma existente en el Laboratorio de Hidráulica – E.S.P.E.



Figura 24.-Tanque de abastecimiento.

3.6.2 Tanque reservorio.

Se diseñó para acumular un caudal de 4 l/s. Está constituido por perfiles metálicos cuadrados A36 como soporte y soldados entre sí con tol metálico en frío A36 para el tanque en sus tres lados, en el lado restante se colocó una lámina de acrílico para visualizar el flujo en funcionamiento.

Para disipar la energía se colocó una rejilla de acrílico con orificios (1cm), a 15 cm de la base del tanque.

El mantenimiento del modelo es con un desagüe seguida de una T y finalmente un tapón.

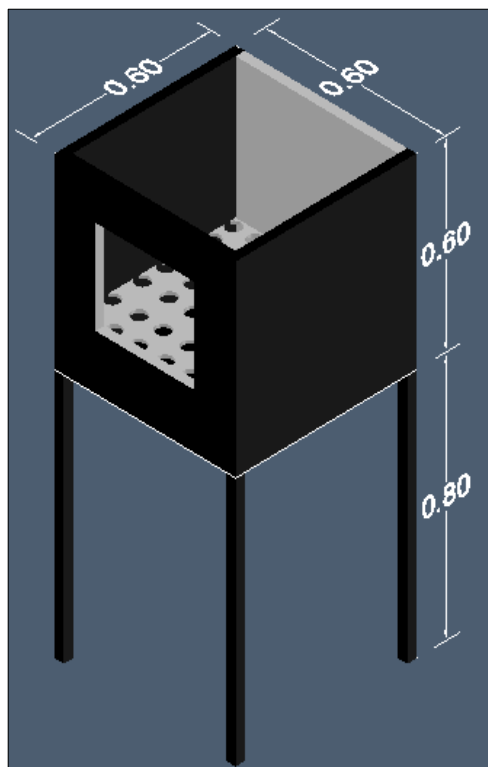


Figura 25.-Esquema y dimensiones del Tanque reservorio.

El ingreso de caudal al tanque reservorio, se da a partir del encendido de la bomba, generando un flujo turbulento estabilizándose con la rejilla.



Figura 26.-Vista posterior del modelo (Tanque reservorio, conexión – bomba - tanque abastecimiento) y rejilla (recuadro).

3.6.3 Canal de Aproximación del prototipo.

Se consideró un canal de sección rectangular con un ancho $b = 20$ cm está constituido por paredes de acrílico, para evitar el volcamiento se colocó barras de del mismo material que las estabilicen.

El cálculo del canal se realizó en HCANALES como se muestra en la figura 27.

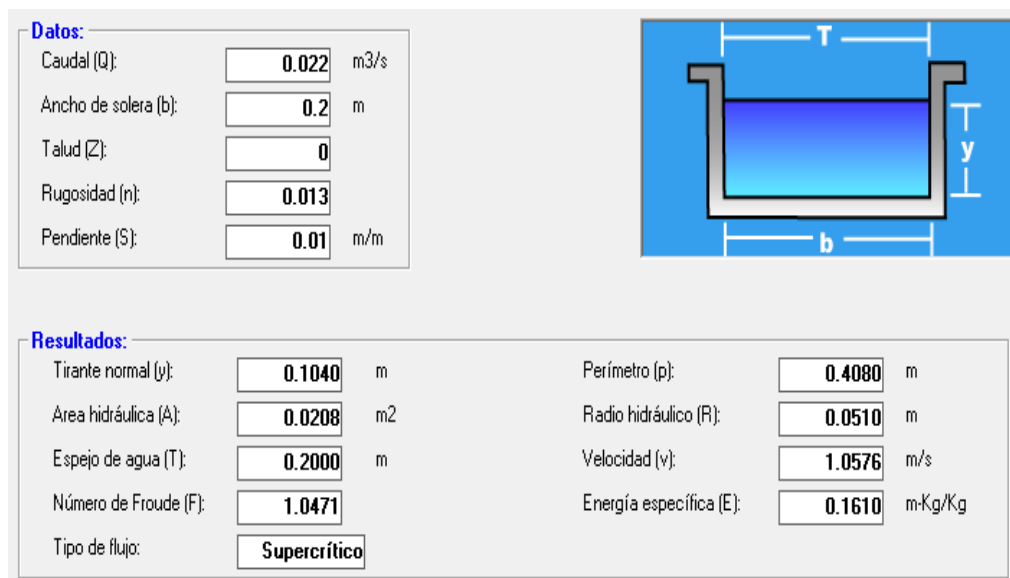


Figura 27.- Calculo de Caudal, sección rectangular (Hcanales).

El canal tiene una velocidad de entrada de 1.05 m/s para una sección de 11x20 cm.

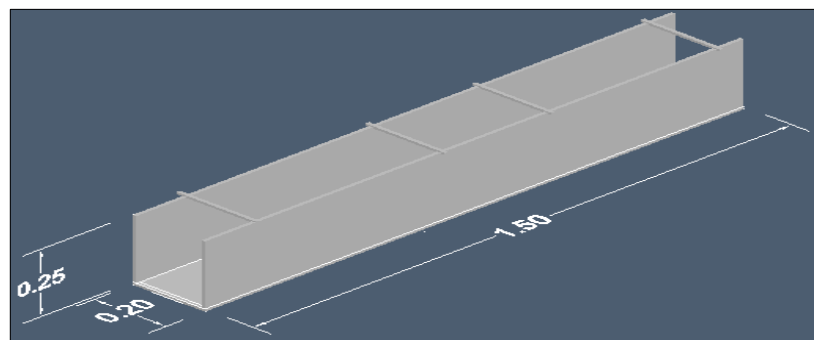


Figura 28.-Esquema y dimensiones del canal de aproximación.

Este canal tiene una longitud de 1.50 m, de esta se colocan 10 cm dentro del tanque reservorio empernada al mismo, siendo la sección de entrada, con una pendiente mínima 1%. Al final del canal se coloca el vertedero en estudio, para mejorar el diseño aguas arriba se colocaron dos tramos de madera de 5 cm a cada lado del canal (Figura 29).

Para el soporte del canal de aproximación de colocaron perfiles cuadrados A36 empernados al tanque de abastecimiento (Figura 30).

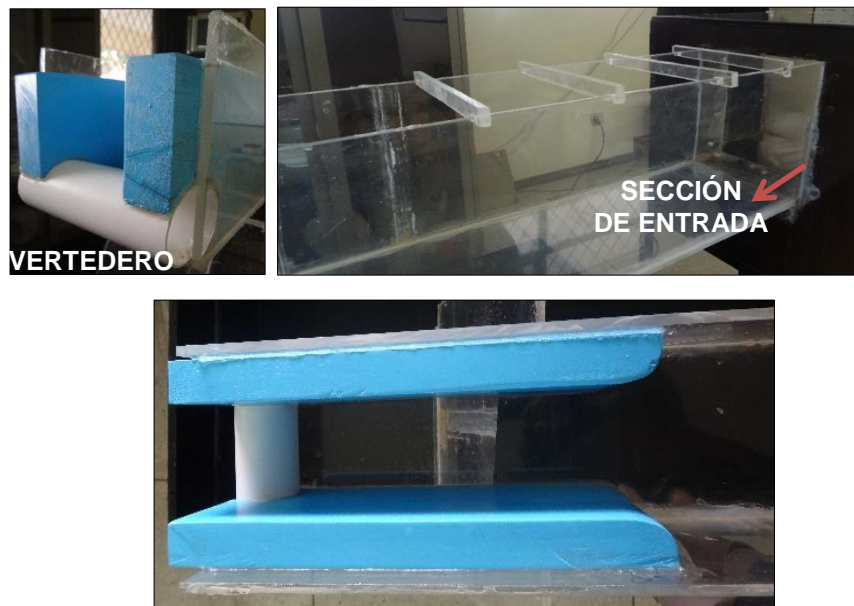


Figura 29.-Canal (entrada y salida). Vista en planta del vertedero.

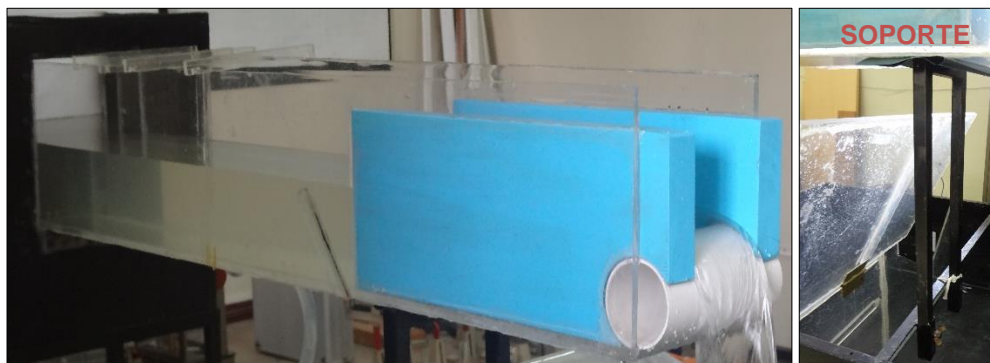


Figura 30.- Canal en funcionamiento y soporte metálico.

3.6.4 Tubería y accesorios de PVC.

Se colocó una Tee (Tanque reservorio) que permita: controlar el caudal con una válvula de bola y darle mantenimiento al modelo con un tapón para el desagüe.

Para la conexión: tanque reservorio – bomba – tanque de abastecimiento se instaló tubería transparente de 1" (Figura 31).

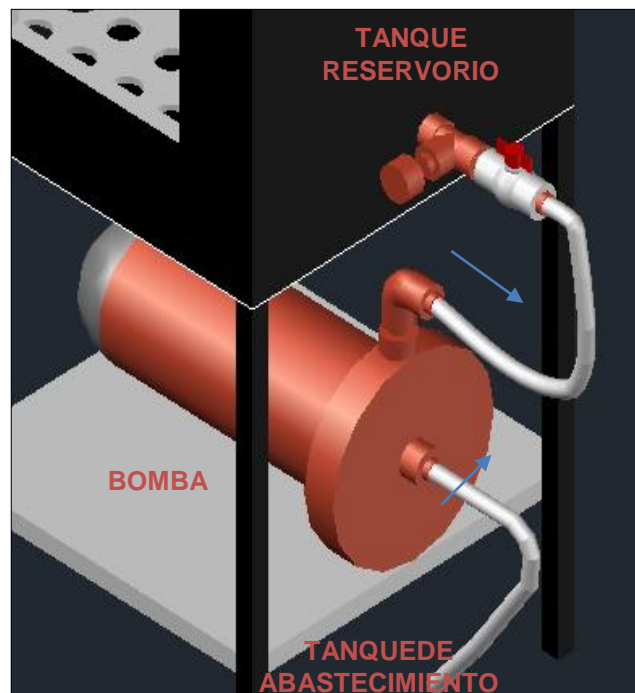


Figura 31.-Esquema de tubería y accesorios para la instalación.

La bomba se colocó sobre una placa debajo del tanque reservorio.

Por lo cual para la toma de datos es necesario esperar cinco minutos que permitan estabilizar el flujo.

3.7 CALIBRACIÓN DEL MODELO Y EQUIPOS DE MEDICIÓN

La calibración del modelo requiere la verificación de la similitud hidráulica, en este caso el modelo es disímil por lo que no hay semejanza física entre los sistemas, es así que se recurre a realizar pruebas de funcionamiento para descartar fugas de agua, las cuales se corrigieron con el secado de todo el sistema y sellado con silicona.

3.7.1 Medición de longitudes.

La regla de medida es de utilidad para registrar las longitudes en el modelo.

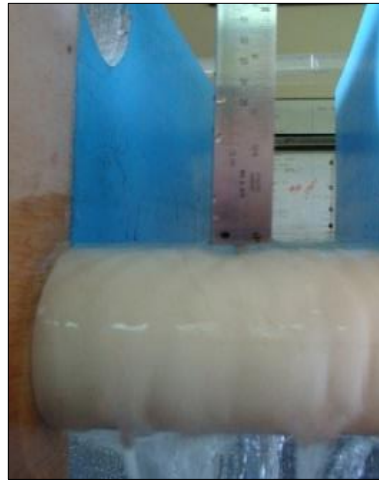


Figura 32.-Regla metálica para medición de carga de vertedero.

3.7.2 Probeta y Jarra Plástica.

La probeta es un instrumento que permite medir un determinado volumen con precisión, en el modelo se aplicó para la medición de pequeños caudales durante el aforo del vertedero en estudio.

La probeta utilizada es de 1 litro de capacidad y su precisión de 1 mm. La jarra plástica de 4 lt, permite un fácil manejo en la medición con respecto al tiempo dando precisión en la toma de datos.

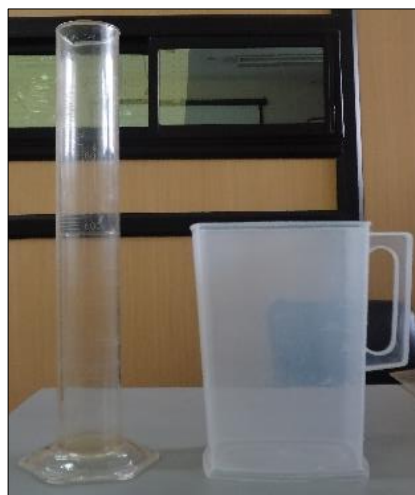


Figura 33.-Probeta 1 lt y Jarra plástica de 4 lt.

CAPÍTULO IV

RESULTADOS Y DISCUSIÓN

4.1 TOMA DE DATOS DEL MODELO

4.1.1 Procedimiento.

Las características de desbordamiento en vertederos de perfil circular (cilíndrico), se investigó en el laboratorio en seis ensayos con varias configuraciones es decir, dos tamaños de cilindro ($D = 81.7\text{mm}$, 110mm).

Para cada ensayo se colocó el vertedero en tres posiciones diferentes: tubo sobre la solera del canal ($2R$), la mitad del tubo sobre la solera del canal (R) y el tubo debajo de la solera del canal ($R = 0$) como se muestra en la figura 34.

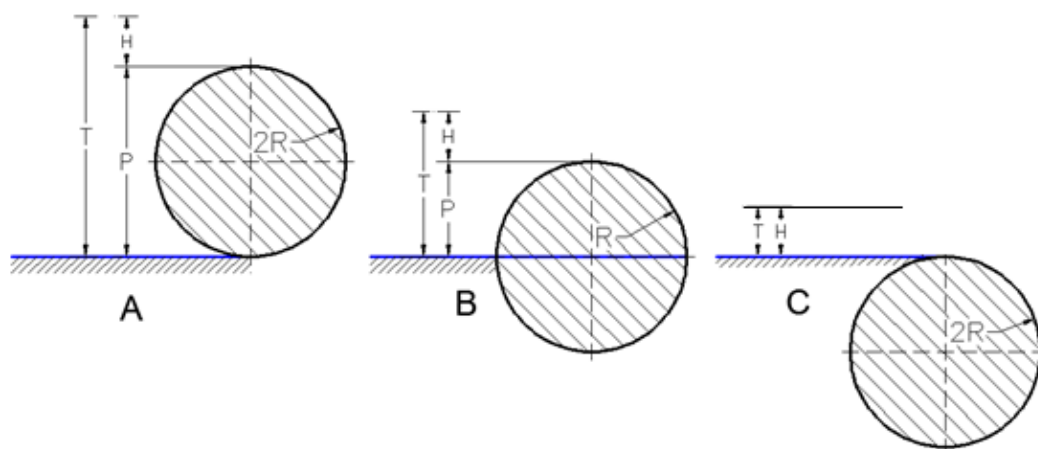


Figura 34.- Vertedero de perfil circular – Tres Posiciones ensayadas.

Se consideró varios parámetros para la experimentación: H altura del flujo sobre la cresta del vertedero, P altura desde la base del vertedero hasta el nivel del punto de la cresta sobresaliente del vertedero, y R radio del vertedero de perfil circular como se indica en la figura 35.

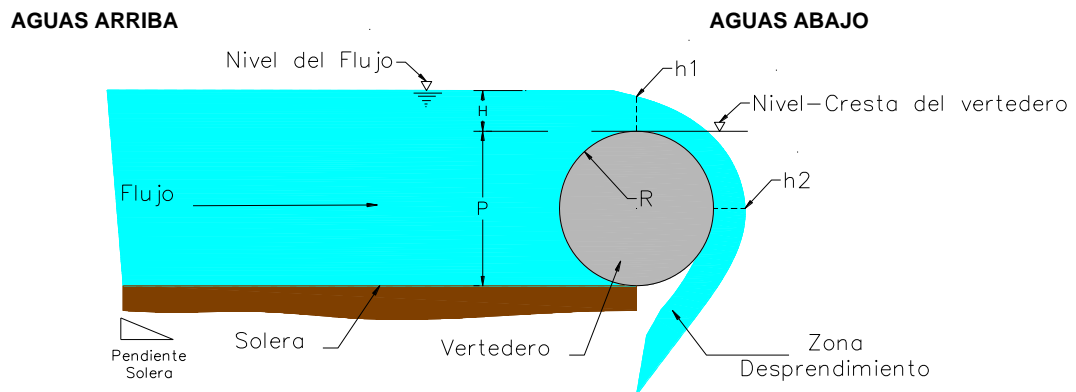


Figura 35.- Bosquejo del vertedero de sección circular (cilíndrico).

La matriz de planificación de la investigación se presenta en la siguiente tabla.

Serie No.	Radio Cilindro (mm)	Posición	Parámetros de medición			
			H	$h_1(0^\circ)$	$h_2(90^\circ)$	Q
D1	81.7	A	x	x	x	x
		B	x	x	x	x
		C	x	x	x	x
D2	110.0	A	x	x	x	x
		B	x	x	x	x
		C	x	x	x	x

La metodología seguida fue:

- Toma de datos para diferentes cargas sobre el vertedero. Las cargas sobre el vertedero se midieron en tres puntos diferentes: h_1 en la cresta (Cimacio), h_2 en la mitad del vertedero (Primer cuadrante) y h_3 al desprenderse la vena líquida del vertedero.
- Controlar el flujo de entrada al tanque reservorio con una válvula de bola, abriendo la misma en varios intervalos hasta que llegar al caudal máximo, en cada toma se dejó 5 minutos mínimo para estabilizar el nivel de agua en el modelo.
- Determinar el caudal, midiendo volumétricamente el chorro a la salida en la jarra plástica, cronometrando el tiempo que se

demora en llenarse la misma hasta cierta capacidad, se registró los datos de tiempo y volumen para el posterior cálculo de caudal y coeficiente de descarga Cd.

- Determinar el coeficiente de descarga o gasto, a partir de la ecuación general para vertederos:

$$Q_T = \frac{2}{3} \sqrt{2g} C_d b H^{3/2}$$

Se agrupan los términos $\frac{2}{3} C_d$, en un solo coeficiente C, de tal manera que:

$$Q = C b \sqrt{2g} H_0^{3/2}$$

Dónde:

$$H_0 = H + \frac{V_o^2}{2g}$$

$$V_o = Q / (T * b)$$

$$T = P + H$$

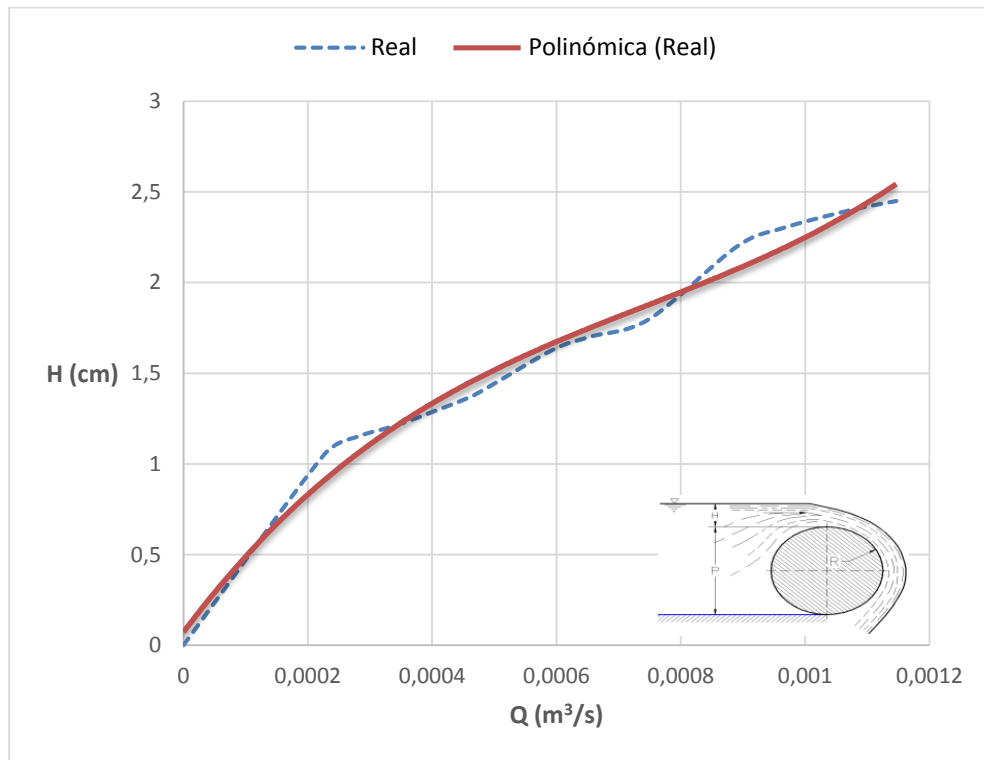
Por lo tanto,

$$C = \frac{Q}{b \sqrt{2g} H_0^{3/2}}$$

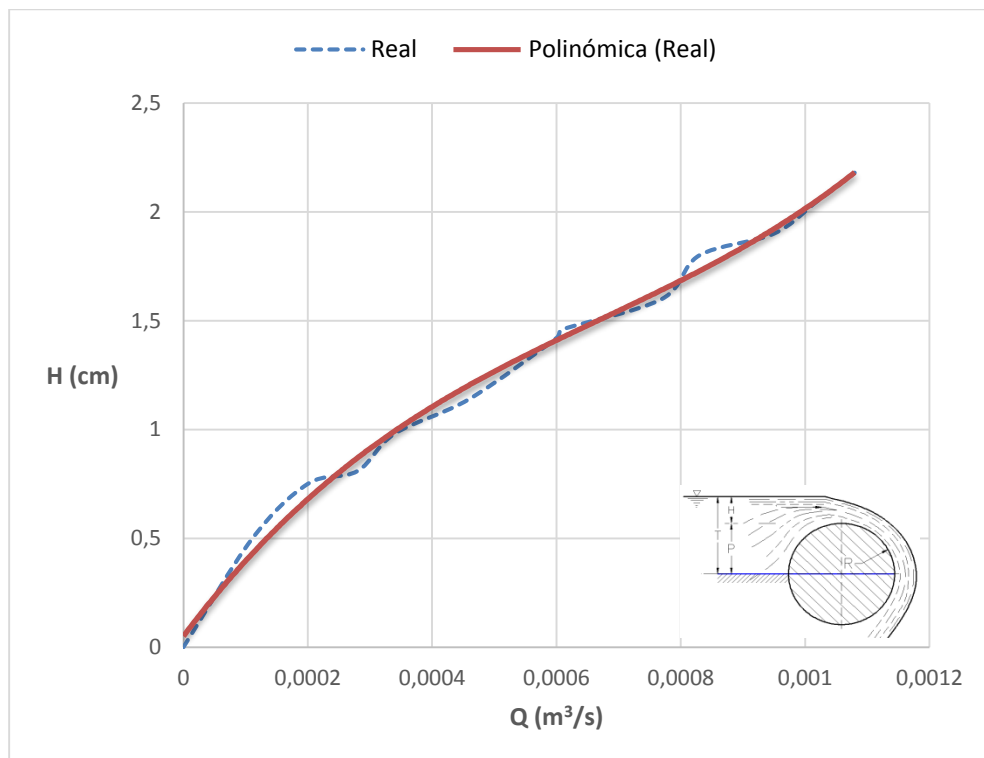
En cada ensayo se calcula el coeficiente de gasto C para el vertedero en estudio.

4.1.2 Carga vs Caudal.

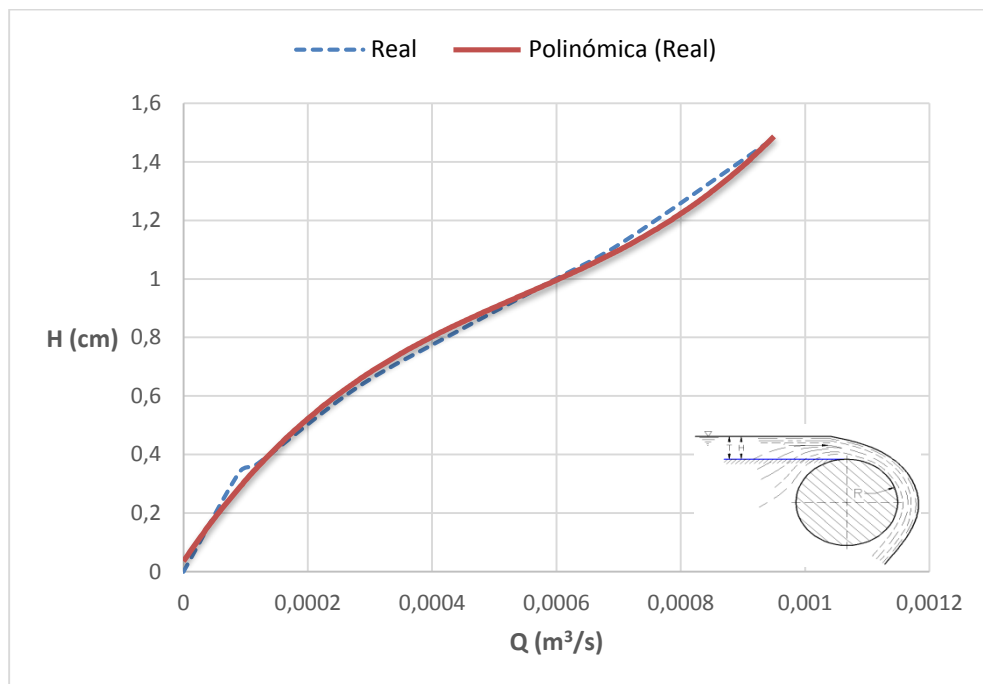
Se generaron relaciones para las curvas de descarga del vertedero, presentando en los siguientes gráficas para el diámetro D1 = 81.7 mm debido a que con D2 es similar.



Gráfica 1.- Curva de descarga, $D=81.7\text{mm}$; $P=2R$.



Gráfica 2.- Curva de descarga, $D=81.7\text{mm}$; $P=R$.

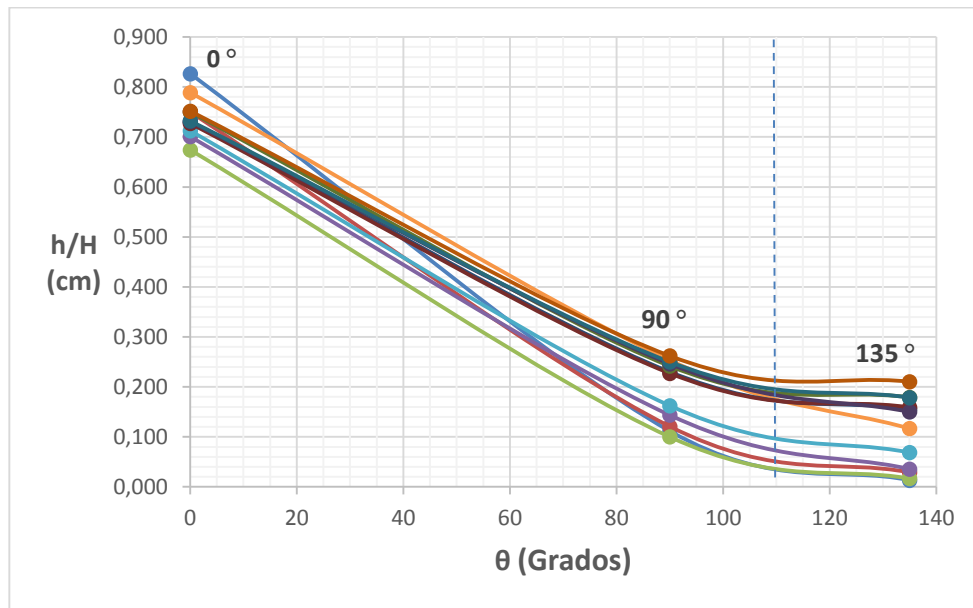


Gráfica 3.- Curva de descarga, $D=81.7\text{mm}$; $P=0$.

4.1.3 Carga sobre el vertedero.

Para el análisis de cargas sobre el vertedero se tomó en cuenta el comportamiento de la lámina para la posición B, tal como se muestra en la gráfica 4.

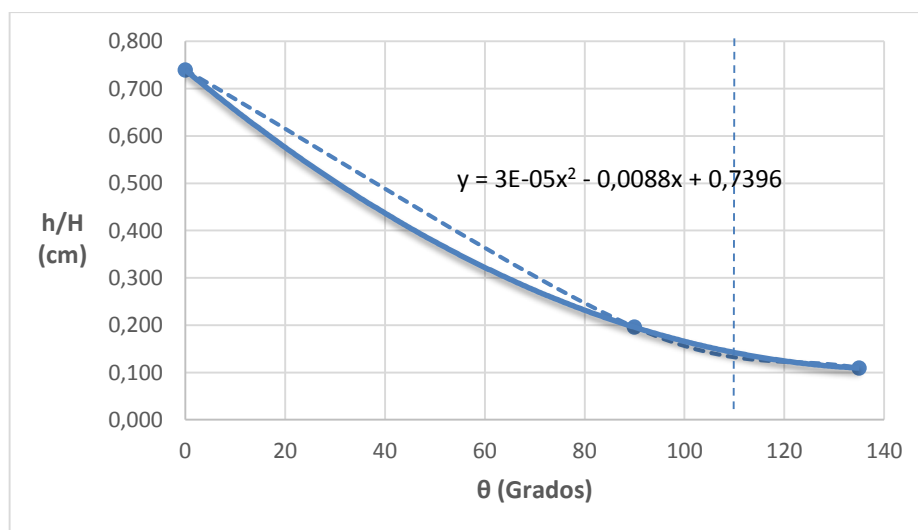
$h1/H$	$h2/H$
0°	90°
0,827	0,112
0,750	0,121
0,674	0,100
0,701	0,144
0,713	0,163
0,789	0,254
0,730	0,230
0,727	0,227
0,750	0,242
0,731	0,246
0,732	0,250
0,752	0,262



Gráfica 4.- Comportamiento de la lámina sobre el vertedero 0°, 90°, 135°.

Como se muestra en la gráfica 4, el comportamiento experimental de la lámina de agua es que, permanece adherida totalmente a la cara del vertedero de sección circular hasta un valor cercano a los 115°, después de lo cual, ligeramente se ensancha hasta que se produce el desprendimiento alrededor de los 135°.

La ecuación que determina el promedio de estas curvas es la que se indica en la gráfica 5.

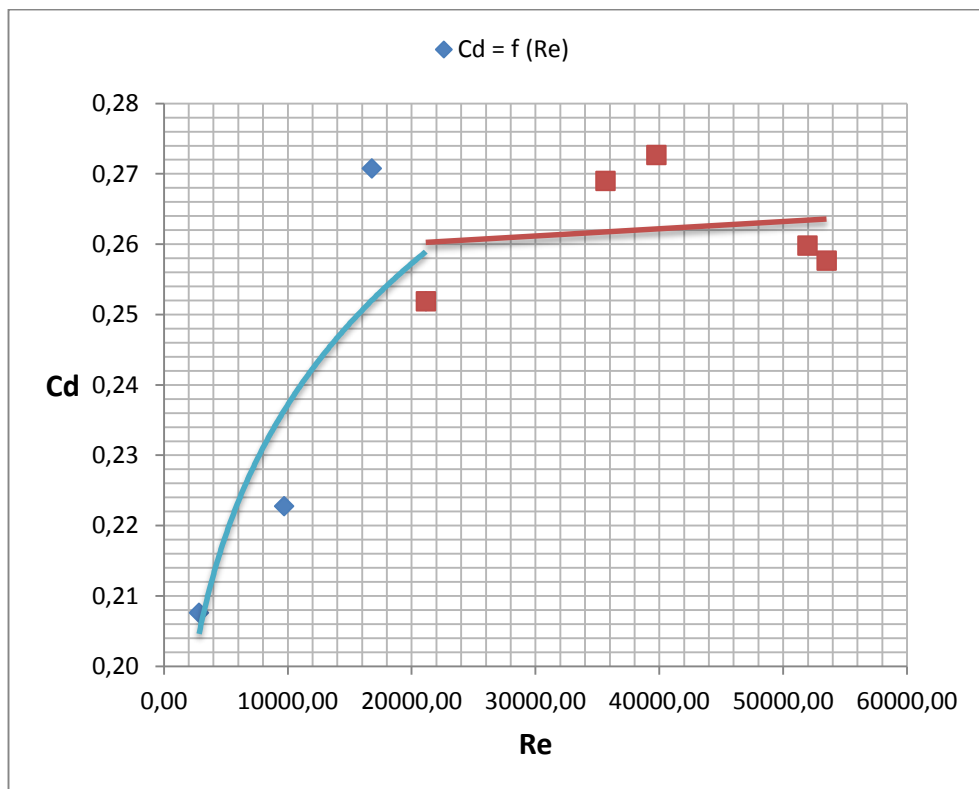


Gráfica 5.- Ecuación promedio de la carga sobre el vertedero.

4.2 ANÁLISIS DE RESULTADOS OBTENIDOS

Debido a que el coeficiente del vertedero está en función de Re , Fr y H/P se calculan estos valores tal como se muestra en el gráfico 6 y 7.

Re
2833,62
9708,75
16776,72
21141,08
35647,46
39767,03
51969,12
53505,09



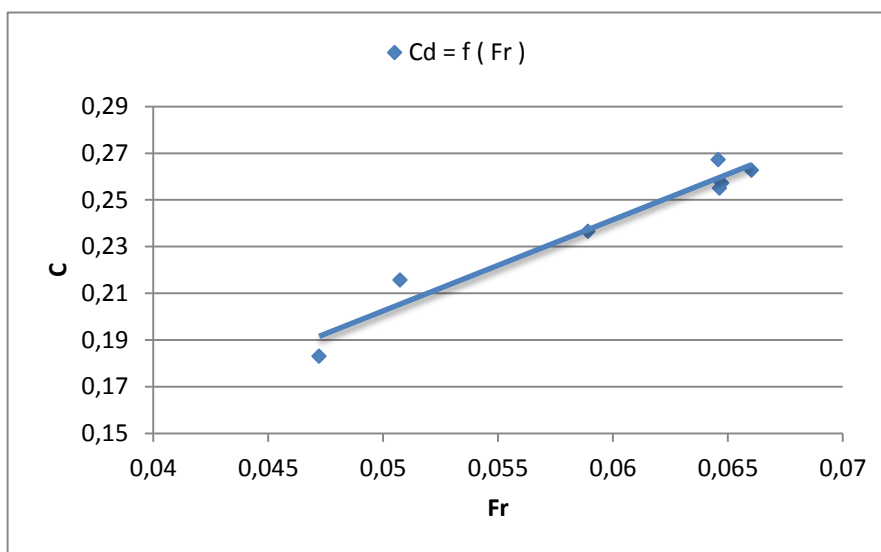
Gráfica 6.- Relación del Coeficiente de Caudal & Reynolds.

Según la gráfica 6, se tiene que el coeficiente del vertedero prácticamente no depende de $Re = \frac{\rho H \sqrt{gH}}{\nu}$ cuando este es mayor que 15000 que es el rango donde se encuentran la mayoría de ensayos. Esto significa

que se tiene una zona de auto-modelación para los casos en los que $Re > 15000$.

De igual manera, se tiene que $Re > 4000$, por lo que, nos encontramos en la zona de régimen turbulento.

Fr
0,05637136
0,05321765
0,06762701
0,06325189
0,06447774
0,06687933
0,06207165
0,06170448



Gráfica 7.- Relación del Coeficiente de Caudal & Froude.

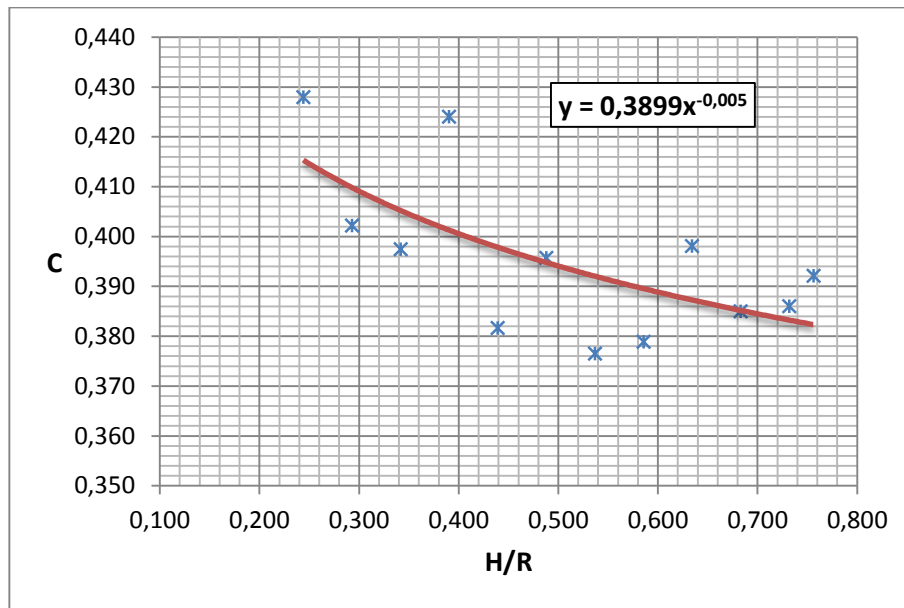
Según la gráfica 7, se tiene que, el coeficiente del vertedero depende de del número de Froude $Fr = \frac{V}{\sqrt{gH}} = 2C^2 \left(\frac{P}{P+H} \right)^2$.

En el trabajo experimental realizado se tiene que $Fr \ll 1$, por lo que se garantiza un régimen subcrítico y una condición estable del flujo a la entrada al vertedero.

Para el rango de experimentos, el análisis de datos indica que el valor del tamaño del cilindro (R) afecta en el coeficiente de descarga (C)

4.2.1 Coeficiente de Caudal C para D1 y P = 2R.

El coeficiente de gasto en promedio tiene el valor de **C = 0,392**.



Gráfica 8.- Curva de descarga del vertedero de perfil circular P=2R.

Los resultados obtenidos tienen una alta dispersión, como se observa en la gráfica 8, sin embargo se puede concluir que el comportamiento experimental es: a medida que aumenta H/R el coeficiente de caudal disminuye ligeramente.

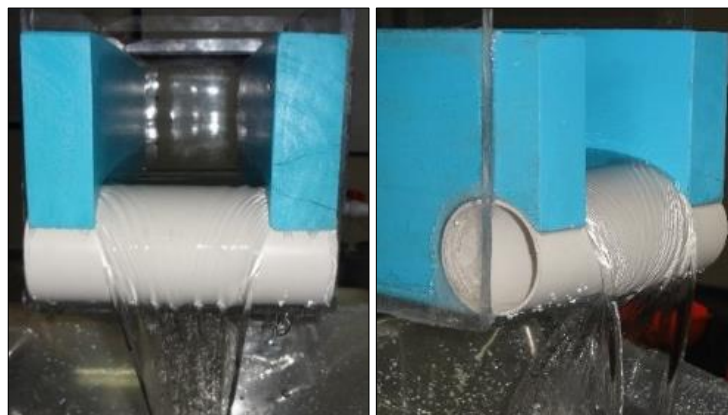
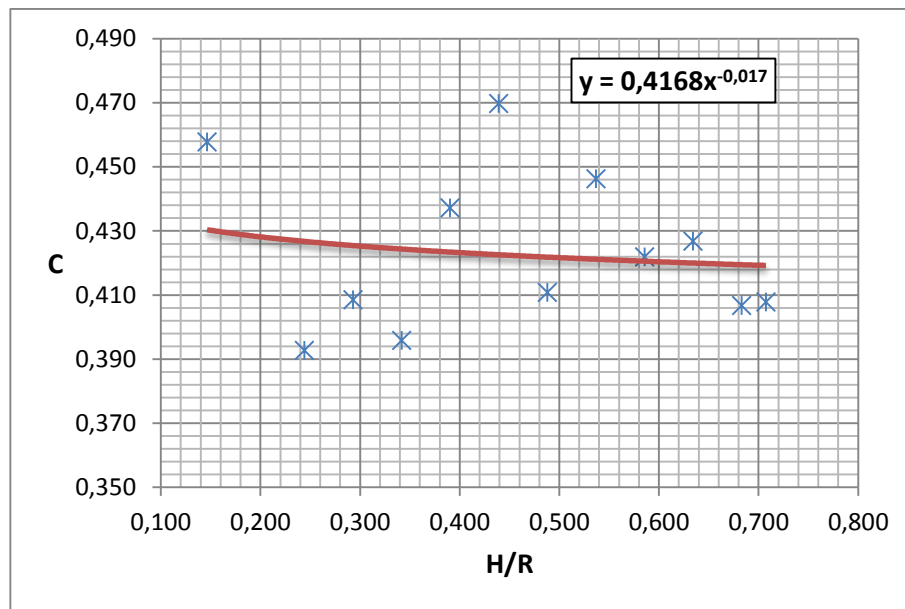


Figura 36.- Vista frontal y lateral del vertedero P=2R, D1=81.7 mm.

4.2.2 Coeficiente de Caudal C para D1 y P = R.

El coeficiente de gasto en promedio tiene el valor de **C = 0,419**.

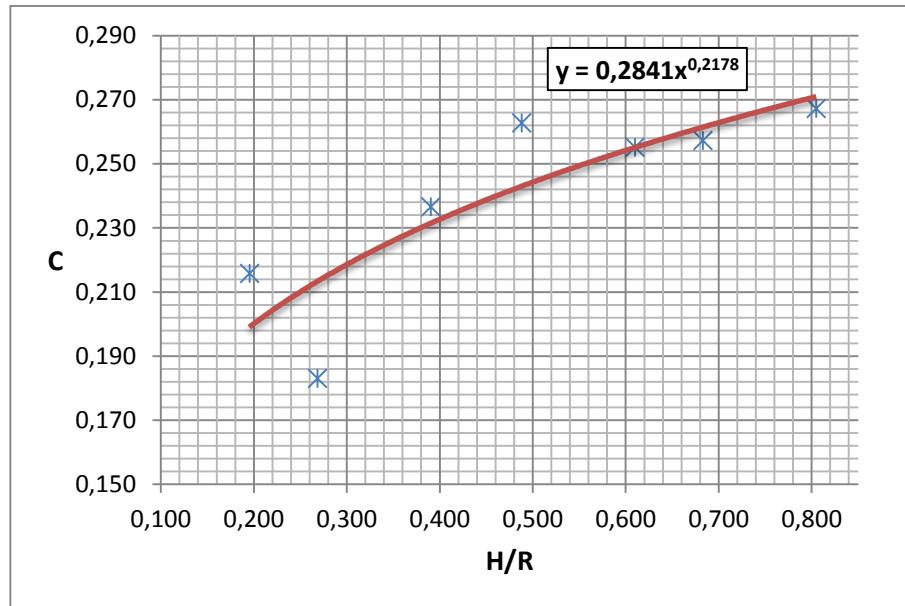


Gráfica 9.- Curva de descarga del vertedero de perfil circular P = R.

Igual que el caso anterior como se observa en la gráfica 9, se puede concluir que el comportamiento experimental es: a medida que aumenta H/R el coeficiente de caudal disminuye ligeramente.

4.2.3 Coeficiente de Caudal C para D1 y P = 0.

El coeficiente de gasto en promedio tiene el valor de **C = 0,240**.



Gráfica 10.- Curva de descarga del vertedero de perfil circular P = 0.

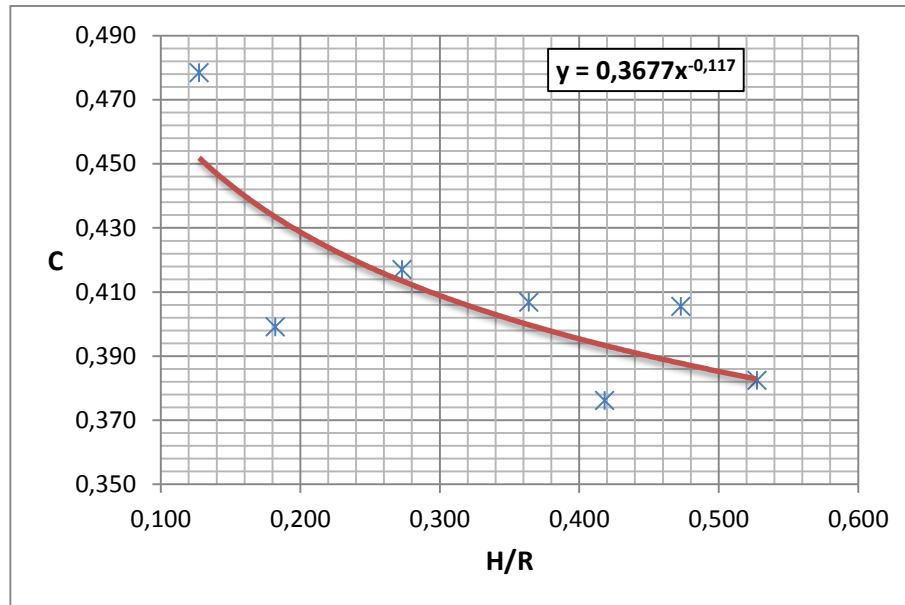
Para el caso en el cual el vertedero no sobresale de la solera del canal, el comportamiento experimental del coeficiente de gasto cambia con respecto a los dos casos anteriores, teniendo que, a medida que aumenta la relación H/R el coeficiente de gasto aumenta.



Figura 37.-Vista frontal del vertedero P=0, D1=81.7 mm.

4.2.4 Coeficiente de Caudal C para D2 y P = 2R.

El coeficiente de gasto en promedio tiene el valor de **C = 0,409**.

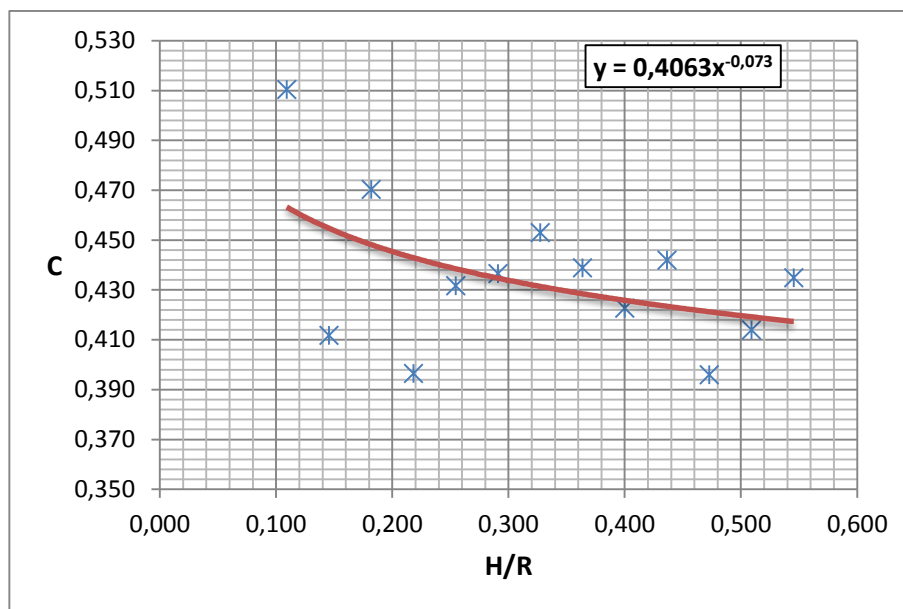


Gráfica 11.-Curva de descarga del vertedero de perfil circular P = 2R.

Los resultados tienen una alta dispersión al igual que en el caso con $D=81.7\text{mm}$, como se observa en la gráfica 11, sin embargo se puede concluir que el comportamiento experimental es: a medida que aumenta H/R el coeficiente de caudal disminuye ligeramente.

4.2.5 Coeficiente de Caudal C para D2 y P = R.

El coeficiente de gasto en promedio tiene el valor de **C = 0,439**.

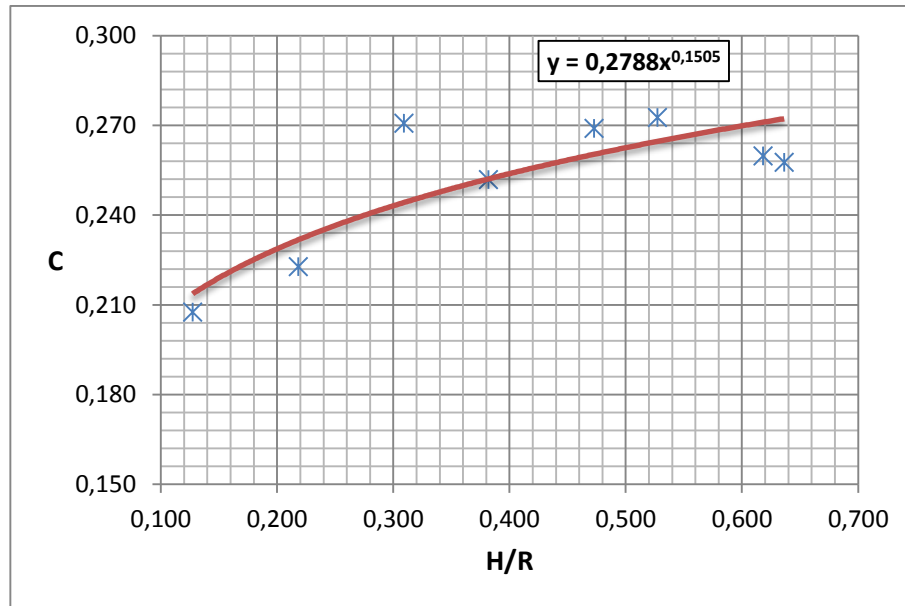


Gráfica 12.-Curva de descarga del vertedero de perfil circular P = R.

Igual que el caso anterior como se observa en la gráfica 12, se puede concluir que el comportamiento experimental es: a medida que aumenta H/R el coeficiente de caudal disminuye ligeramente.

4.2.6 Coeficiente de Caudal C para D2 y P = 0

El coeficiente de gasto en promedio tiene el valor de **C = 0,252**.



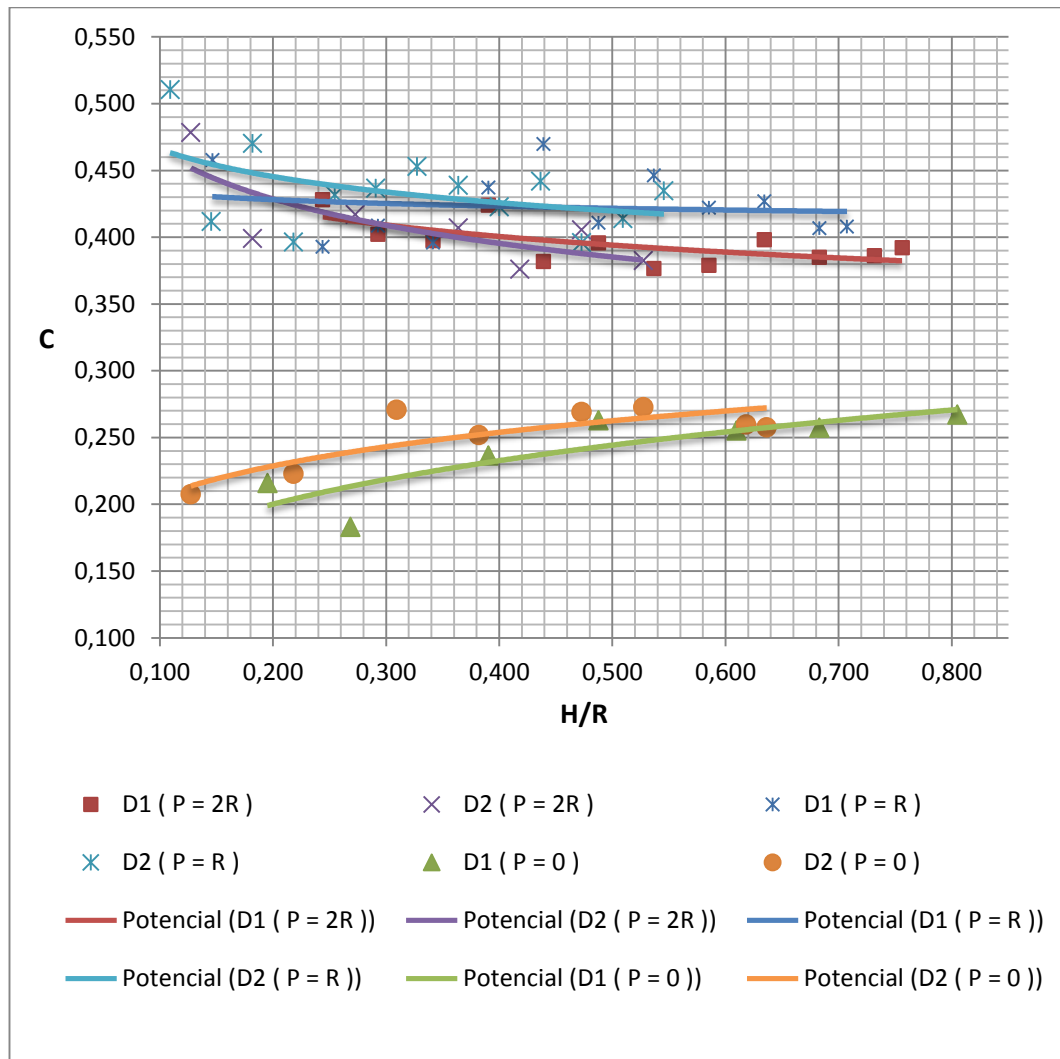
Gráfica 13.- Curva de descarga del vertedero de perfil circular P = 0.

Para el caso en el cual el vertedero no sobresale de la solera del canal el comportamiento experimental del coeficiente de gasto cambia con respecto a los dos casos anteriores, donde a medida que aumenta la relación H/R el coeficiente de gasto aumenta.



Figura 38.-Vista frontal del vertedero P=2R, D1=110 mm.

A continuación se presenta todos los resultados de la determinación del coeficiente caudal en función del radio del vertedero de perfil circular en un solo gráfico.

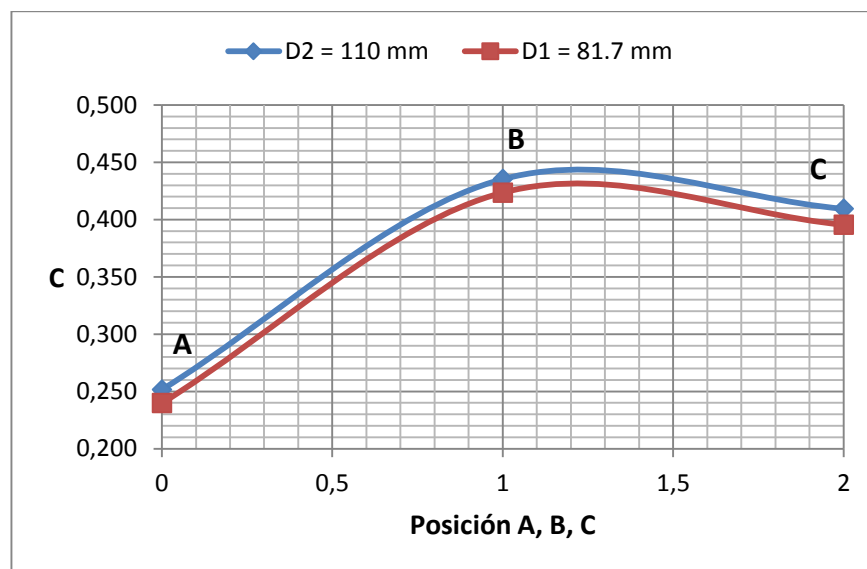


Gráfica 14.- Curva de descarga del vertedero de perfil circular.

Como se observa en la gráfica 14, para los casos: tubo sobre la solera del canal $P=2R$ y la mitad del tubo sobre la solera del canal $P=R$, se encuentran agrupados dentro de la misma zona y tienen un coeficiente de caudal mayor o igual a 0,4.

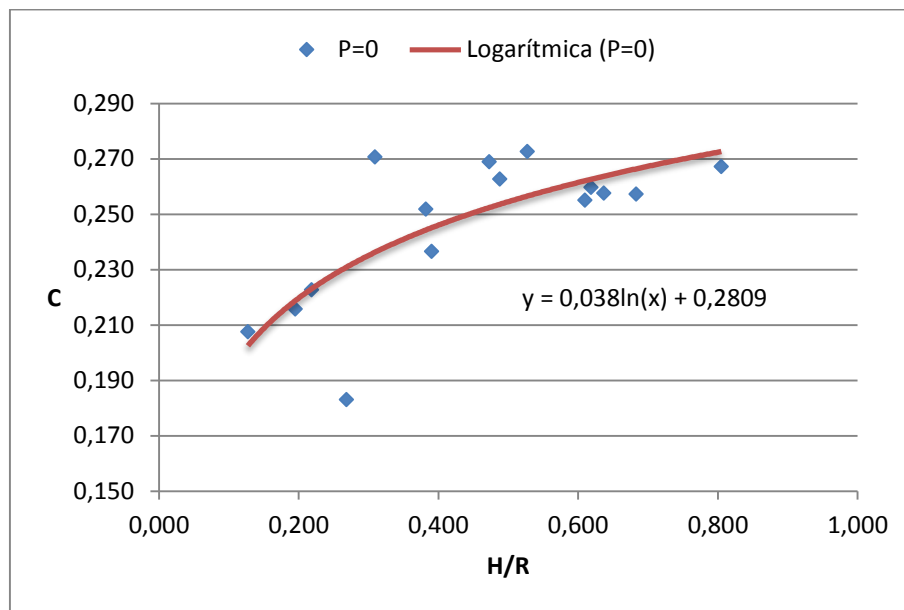
Mientras que al colocar el tubo debajo de la solera $P=0$, actúa en condiciones de flujo semejantes a las de un vertedero de cresta ancha, por consiguiente se tienen los valores más bajos para el coeficiente caudal.

Si relacionamos los resultados de los coeficientes de gasto para los dos diámetros investigados se tienen que cuando $P=R$ a mayor diámetro se tiene ligeramente mayor coeficiente de gasto. Esta relación se puede deducir de los resultados mostrados en la gráfica 10:

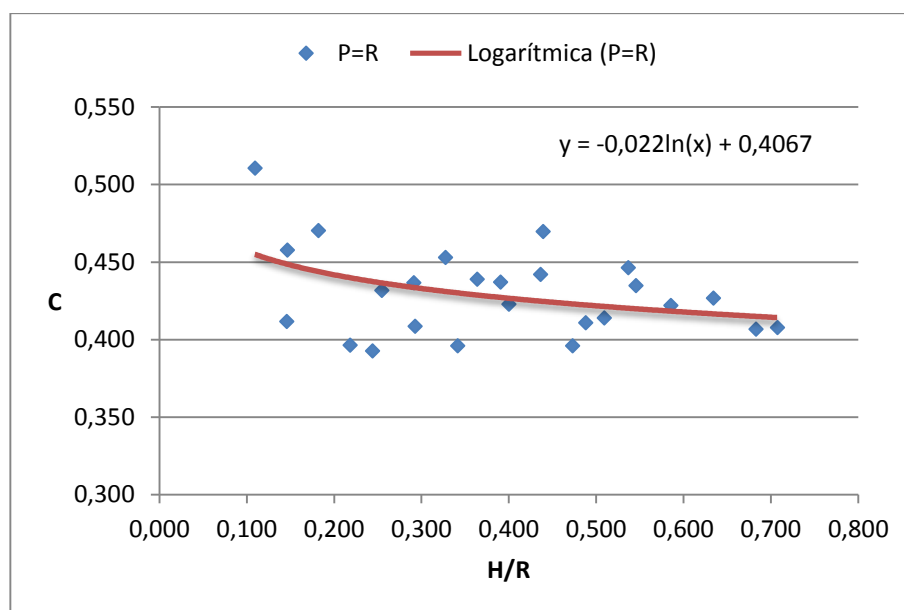


Gráfica 15.- Correlación del coeficiente de gasto con respecto a P.

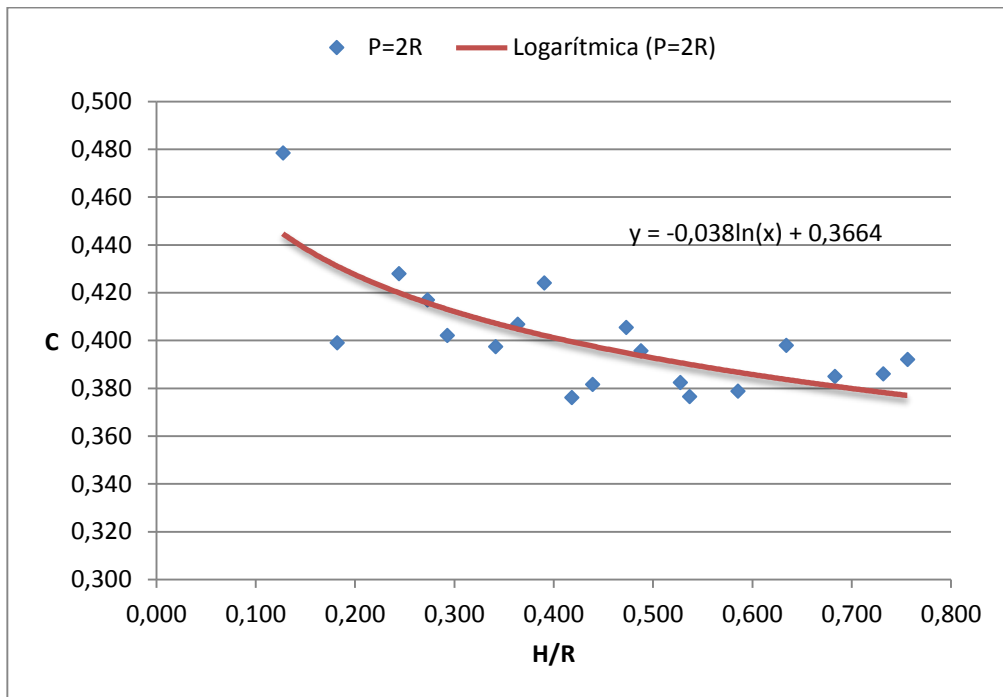
Para determinar la ecuación del coeficiente descarga para el vertedero en estudio se correlaciona los datos ensayados como se muestra en las gráficas 16, 17, 18.



Gráfica 16.- Correlación del coeficiente de caudal para D1 y D2 en P=0.

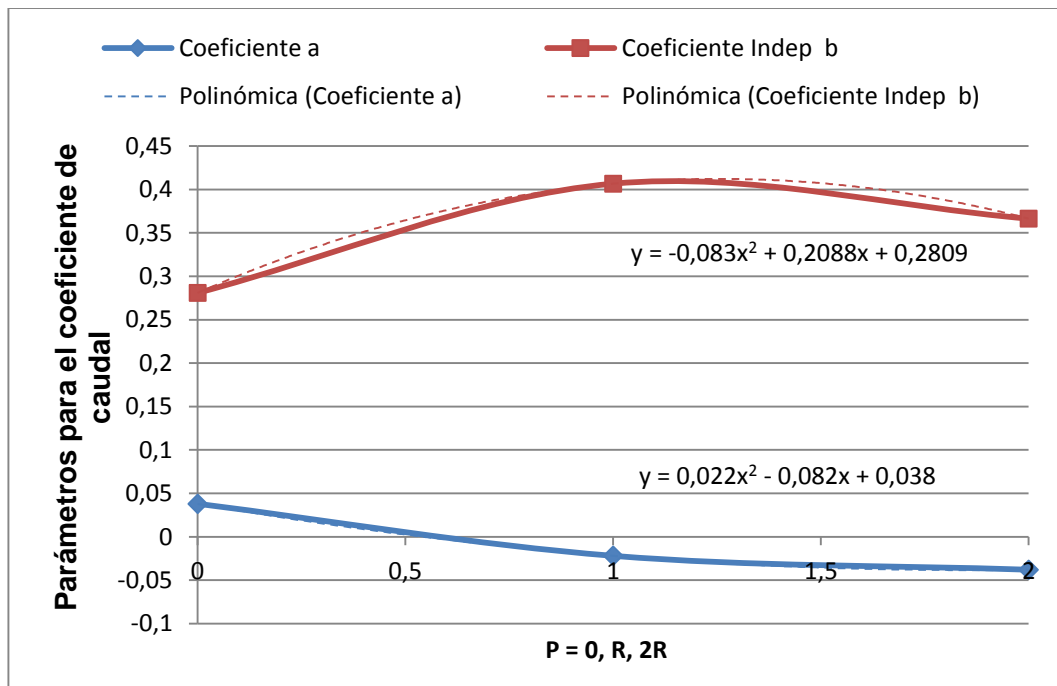


Gráfica 17.- Correlación del coeficiente de caudal para D1 y D2 en P=R.



Gráfica 18.- Correlación del coeficiente de caudal para D1 y D2 en P=2R.

Las ecuaciones aproximadas a esta relación pueden considerarse que son cuadráticas y se muestran en la gráfica 19.



Gráfica 19.- Correlación parámetros de coeficiente de caudal D1 y D2.

Dándonos como resultado la siguiente ecuación:

- $P=0$

$$C = -0.038 \ln \frac{H}{R} + 0.2809$$

- $P=R$, $P=2R$

$$C = \left[-0.016 \frac{P}{R} - 0.006 \right] \ln \frac{H}{R} - 0.0403 \frac{P}{R} + 0.447$$

El presente estudio demostró que, el aumento en los valores de H/R provocan un aumento en los valores del coeficiente C . Coincidiendo con Noori (2005), quien también demostró que, para alturas similar de vertedero, el aumento en valores H/P conducen a un aumento en los valores de C . Mientras que Chanson (1998), considera que el tamaño del cilindro no tiene ningún efecto sobre el coeficiente de descarga sin embargo las condiciones de entrada aguas arriba del vertedero afectan sustancialmente al valor C .

CAPÍTULO V

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1 Conclusiones

- El coeficiente de gasto para los vertederos de sección circular depende totalmente del número de Froude y no depende del número de Reynolds para valores mayores a 15000.
- Para valores de $H/R < 1$ el coeficiente de gasto es dependiente de la relación P/R .
- El comportamiento del coeficiente de gasto, con respecto a la relación H/R , es parecida para cuando P es igual a $2R$ y para cuando P es igual a R , y significativamente diferente para cuando $P=0$.
- En promedio, los coeficientes de gasto más altos se obtuvieron para el caso en que $P=R$.
- La lámina de agua que pasa sobre el vertedero, para $H/R < 1$, permanece adherida a la superficie del perfil circular hasta llegar a un ángulo alrededor de 135° , después de lo cual se desprende.
- Las condiciones de entrada del flujo aguas arriba, afectan sustancialmente a las características de la lámina que se vierte sobre el perfil circular.

5.2 Recomendaciones.

- Los resultados del presente estudio, se recomienda utilizarlos como una posible solución al efecto negativo de las obras de toma de fondo, que es el taponamiento por la presencia de basuras y otros cuerpos que llevan las corrientes naturales y que se retienen en las rejillas.
- Se recomienda continuar con la presente investigación con tubos corrugados, porque se presume que permitirán mejorar la adherencia de la lámina a la superficie del vertedero.

CAPÍTULO VI

LITERATURA CITADA

- Azevedo, J. M. (1998). *Manual de Hidráulica*. Sao Paulo, Brasil: Edgard Blucher.
- Balloffet, A. G. (1955). *Hidráulica*. Buenos Aires, Argentina: EDIAR de Ingeniería.
- Chanson, H., & Montes, J. (1998). Overflow Characteristics of Circular Weirs: Effects of Inflow Conditions. *Journal of Irrigation and Drainage Engineering*, 124(3), 152-162.
- Domínguez, F. J. (1999). *Hidráulica*. Santiago, Chile: Universitaria.
- Emad Abdul_Gabbar, Adnan Abdul_Wahab, & Mohammad Akram. (2011). Overflow Characteristic of Cylindrical Shape Crest Weirs Over. *Tikrit Journal of Engineering Sciences*, 18(4), 29-39.
- Ghobadian, R., & Meratifashi, E. (2012). Modified theoretical stage-discharge relation for circular sharp-crested weirs. *Water Science and Engineering*, 5(1), 26-33.
- Guevara, M. E. (2002). *Estructuras Hidráulicas*. Universidad del Cauca: Artemisa. Colombia, Cauca. Obtenido de http://www.sisman.utm.edu.ec/libros/FACULTAD%20DE%20CIENCIAS%20MATEM%3%81TICAS%20F%3%8DSICAS%20Y%20QU%3%8DMICAS/INGENIER%3%8DA%20CIVIL/07/OBRAS%20HIDRAULICAS%20I/intro_obras.pdf
- Krochin, S. (1986). *Diseño Hidraulico*. Quito, Ecuador: Editorial de la Escuela Politecnica Nacional.
- Levanovna, M. M. (2013). Conditions of formation of a free flow over a sharp crest weir. *MISI-MGSU Publishing House* 2013(1), 185-189. Obtenido de <http://vestnikmgsu.ru/files/archive/RUS/issuepage/2013/1/23.pdf>
- Mattos, R. (1999). *Pequeñas Obras Hidráulica - Aplicación a cuencas andinas*. Montevideo, Uruguay: Unesco - Edición Internet.

- Nawzad, R., Mahmoud, M., & Haveen, R. (2004). An Experimental Investigation of the Coefficient of Discharge for Circular and Semi-Circular Weirs. (*JZS*) *Journal of Zankoy Sulaimani*, 7(3), 87-94.
- Noori, B., & Chilmeran, T. (2005). Characteristics of Flow Over Normal and Oblique Weirs with Semicircular Crests. *Al_Rafidain engineering*, 13(1), 49-61.
- Rocha, A. (2007). *Hidráulica de Tuberías y Canales*. Lima, Peru: UNI .
- Sandoval, W. (2013). *Principios de la Hidraulica 2*. Sangolqui, Ecuador: EDIESPE.
- Saverien, M. (1775). *Historia de los Progresos del Entendimiento Humano en las Ciencias Exactas y las Artes dependiendo de Ellas*. Madrid, España: Antonio de Sancha.
- Sotelo, G. (1997). *Hidráulica General - Fundamentos*. D.F., Mexico: Limusa.
- Universidad del Cauca. (2013). Estudio y Patronamiento de Vertederos. *Departamento de Hidráulica*, 2(1), 16.
- Velasco Ayala, C., & Vera Romero, P. (2012). *Estudio en Modelo Físico de la disipación de Energía Aguas Abajo de los vertederos de excesos y desagües de fondo de la Presa Toachi en el Proyecto Hidroeléctrico Toachi Pilatón (Tesis de Pregado)*. Escuela Politécnica Nacional, Quito, Ecuador.