

INSTALACIÓN Y MONTAJE DEL LABORATORIO DE HIDRÁULICA DE
CANALES

DIEGO FERNANDO MÉNDEZ GÓMEZ
STEEVEN ALEJANDRO RODRÍGUEZ
CAMILO ANDRÉS TARQUINO GARAVITO
GERMÁN ANDRÉS CANDIA COTAMO
JOSÉ LUIS ÁNGEL JARAMILLO

Ing. Civil RAMÓN SEPÚLVEDA
Coordinador del Programa de Ingeniería Civil

CORPORACIÓN UNIVERSITARIA MINUTO DE DIOS
FACULTAD DE INGENIERÍA
PROGRAMA DE INGENIERÍA CIVIL
GIRARDOT
2009

INSTALACIÓN Y MONTAJE DEL LABORATORIO DE HIDRÁULICA DE
CANALES

DIEGO FERNANDO MÉNDEZ GÓMEZ
STEEVEN ALEJANDRO RODRÍGUEZ
CAMILO ANDRÉS TARQUINO GARAVITO
GERMÁN ANDRÉS CANDIA COTAMO
JOSÉ LUIS ÁNGEL JARAMILLO

Trabajo Presentado como informe final

Ing. Civil RAMÓN SEPÚLVEDA
Coordinador del Programa de Ingeniería Civil

CORPORACIÓN UNIVERSITARIA MINUTO DE DIOS
FACULTAD DE INGENIERÍA
PROGRAMA DE INGENIERÍA CIVIL
GIRARDOT
2009

INTRODUCCIÓN

En ingeniería se denomina canal a una construcción destinada al transporte de fluidos generalmente utilizada para agua y que, a diferencia de las tuberías, es abierta a la atmósfera. También se utilizan como vías artificiales de navegación. La descripción del comportamiento hidráulico de los canales es una parte fundamental de la hidráulica y su diseño pertenece al campo de la ingeniería hidráulica, una de las especialidades de la ingeniería civil.

El conocimiento empírico del funcionamiento de los canales se remonta a varios milenios. En la antigua Mesopotamia se usaban canales de riego, en la Roma Imperial se abastecían de agua a través de canales construidos sobre inmensos acueductos, y los habitantes del antiguo Perú construyeron en algunos lugares de los Andes canales que aun funcionan. El conocimiento y estudio sistemático de los canales se remonta al siglo XVIII, con Chézy, Bazin y otros

La hidráulica de canales es otra rama aplicada de la mecánica de los fluidos incomprensibles. Los canales son conductos abiertos en los cuales el agua circula debido a la acción de la gravedad en ninguna presión, pues la superficie libre del líquido está en contacto con la atmósfera. Cuando en un tubo circula agua ocupando parte de la sección se dice que el tubo está trabajando como canal. Puede suceder que un canal este cerrado como el caso de los conductos que sirve e alcantarillas para que circule el agua residual y que eventualmente se produzca alguna presión debido a la formación de gases por la descomposición de las materias en solución y en suspensión, pero es pequeña o tiene manera de escapar, por lo que el conducto se sigue considerando como canal. Se puede decir que la sección transversal de un canal puede tener cualquier forma como son circular, trapecoidal, triangular, rectangular y parábola.

1. JUSTIFICACIÓN

En el que hacer de los ingenieros civiles, incluye el diseño de estructuras hidráulicas que almacenen, contengan y transporten fluidos, especialmente agua. Por ello es necesario ofrecer al estudiante elementos aplicados para relacionar las propiedades de los fluidos en reposo y en movimiento con herramientas analíticas que les permitan dimensionar adecuadamente dichas estructuras, cuantificar los flujos a través de ellos y enfrentar los fenómenos hidráulicos que el transporte de éstos genere.

En el estudio de las hidráulicas es costumbre que, paralelamente con el planteamiento de los conceptos teóricos se desarrolle un trabajo experimental para facilitar el análisis y la comprensión de un gran número de principios. Así mismo, los estudios experimentales ocupan un lugar en el desarrollo de este campo de la ingeniería, permitiendo la observación de los fenómenos, la obtención de ciertos valores y coeficientes que en teoría no se pueden lograr a pesar de los grandes desarrollos que recientemente se han alcanzado en el campo numérico y la calibración de campos numéricos, y la calibración de modelos matemáticos que tendrían un uso limitado si no se contara con el apoyo de los laboratorios del área de hidráulica.

Este estudio de canal abierto, se proyecta como investigación formativa en el área de hidráulica, donde se pretende desarrollar y afianzar conocimientos básicos y transferirlos a los métodos de la ingeniería civil, con el propósito de diseñar soluciones socialmente aceptables a los problemas relativos del recurso hídrico. Ello incluye el medio humano y la protección de Los métodos proporcionados por las investigaciones hidráulicas, estas investigaciones tienen sus limitaciones inherentes a Los sistemas con flujo y a condiciones de borde complejas que no pueden ser solucionados utilizando modelos de flujo complejos, para obtener una solución se deben utilizar modelos de flujo simplificados como el que se está proponiendo, aplicados a la geometría de flujos simples de la naturaleza. En la investigación hidráulica son múltiples Las tareas donde se deben presentar nuevos métodos más allá de los conocimientos y limitaciones presentes que deben ser descubiertos, originando nuevas ideas de tipo científico, nuevos conocimientos de las disciplinas interrelacionadas que deben ser integradas a nuevas y mejores soluciones ingenieriles. Esto incluye la documentación de la investigación y una transferencia eficiente del conocimiento a la comunidad ingenieril.

En la ingeniería Civil se debe planificar y diseñar estructuras e intervenciones hidráulicas en ambientes complejos donde se deben tener en cuenta datos hidrológicos que son frecuentemente escasos y deficientes. En hidráulica se tienen que Los flujos son tridimensionales y dependientes del tiempo. Las reacciones químicas y biológicas que se presentan son incontrolables.

Las condiciones de borde son mal definidas y están fuertemente influenciadas o determinadas por las condiciones geológicas y el comportamiento del ser humano.

Las simplificaciones son necesarias, pero necesitan el buen juicio del ingeniero Civil, para incluir los parámetros relevantes y no pasar por alto los factores importantes. La fundamentación de este estudio de hidráulica son las ciencias básicas, básicas de la ingeniería y la profundización. La hidráulica ha sido una de las ramas de la Ingeniería, que como muchas otras han venido desarrollándose gradualmente a través de la historia y en especial en las últimas décadas, donde se ha venido convirtiendo en una herramienta cada vez más importante para los Ingenieros Civiles que han optado por especializarse en el área del recurso hídrico.

2. OBJETIVOS

2.1 OBJETIVO GENERAL

Inducir al estudiante de Ingeniería Civil de la Corporación Universitaria Minuto de Dios en el conocimiento de los procedimientos experimentales que apoyan y complementan el trabajo analítico de la hidráulica. Con el propósito de que el futuro Ingeniero Civil, adquiera la destreza en el manejo del instrumental básico de medición de variables físicas de interés en la hidráulica y su aplicación a los problemas del ejercicio profesional de la ingeniería civil.

2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Comprender el funcionamiento de un vertedero, con el propósito de establecer su utilidad como medidor de flujo en canales abiertos.
- Establecer la fuerza que ejerce el agua sobre la compuerta, por cantidad de movimiento y por hidrostática con el fin de Calcular el perfil del flujo gradualmente variado en un canal rectangular con el método estándar por pasos.
- Calcular la profundidad crítica Y_c y la energía específica mínima y Fuerza específica con el propósito, de analizar el efecto que produce en la superficie libre del agua un umbral en el fondo de un canal aplicando la ecuación de energía en un flujo rectilíneo a superficie libre.
- Clasificar el flujo para cada profundidad experimental dinámica del Resalto Hidráulico (RH) y sus características como disipador de energía, con el fin de analizar las características de un salto hidráulico en un canal horizontal de sección rectangular.

- Determinar los coeficientes de Manning y de Chezy con el fin de hacer énfasis en el procedimiento matemático especial de los fluidos compresibles y aplicar los modelos matemáticos correspondientes.

3. VERTEDEROS

Los vertederos son dispositivos que se utilizan para medir el caudal a través de un canal abierto y consiste en una obturación en el canal, en el cual el líquido se acumula para después pasar a través de él, por una abertura de forma geométrica determinada y midiendo la altura de la superficie del líquido se puede obtener el caudal. Basándose en esto los objetivos perseguidos en esta práctica son determinar experimentalmente el coeficiente de descarga de dos tipos diferentes de vertederos (vertedero rectangular y en V). Determinar las pérdidas de energía de los vertederos y por último comprender el funcionamiento de los vertederos y su utilidad como medidor de flujo. El procedimiento llevado a cabo en esta práctica para medir flujo mediante vertederos es, en primer lugar nivelar el canal donde se va a colocar el vertedero, luego se establece un nivel cero del gancho del calibrador cerrando la válvula del gancho de prueba y dejando que la superficie del agua este exactamente a nivel con el bordé inferior del vertedero, luego con la válvula abierta al máximo, esperando que el flujo se encuentre en equilibrio. Con la ayuda del gancho calibrador se mide la altura de la superficie respecto al nivel de referencia. Al mismo tiempo se toma el tiempo empleado en el método gravimétrico, se repite esta operación para los dos tipos de vertederos disminuyendo los caudales hasta llegar aproximadamente a una altura de 30 mm. Finalmente con los datos obtenidos se calcula el coeficiente de descarga y se construiría varias gráficas: una del $\log(Q_r)$ en función del $\log(H)$ para encontrar los exponentes a y b para cada vertedero, también se construirá una gráfica del caudal real vs. la altura y otra de las pérdidas de energía en función del caudal real circulante. Estos resultados permitirán establecer conclusiones acerca de la fiabilidad del método utilizado y la utilidad de los vertederos como medidores de flujo.

Los vertederos se utilizan para medir el caudal a través de un canal abierto, un vertedero consiste en una obstrucción en el canal, en el cual el líquido se acumula, para después pasar a través de él, por una abertura de forma geométrica predeterminada. La relación entre el nivel del líquido “agua arriba” del vertedero y el caudal circulante se puede determinar experimentalmente. Como consecuencia,

el caudal se puede determinar, con la lectura de la altura de la superficie del líquido.

Los vertederos contruidos de una hoja de metal o de otro material, de tal manera que el choro salte con libertad conforme deja la cara aguas arribas del vertedero, reciben el nombre de vertederos de cresta delgada. En la práctica se utilizaran dos tipos de vertederos de cresta delgadas; uno rectangular y el otro en V.

Los vertederos son utilizados, intensiva y satisfactoriamente, en la medición del caudal de pequeños cursos de agua y conductos libres, así como en el control del flujo en galerías y canales.

3.1. TERMINOLOGÍA

- Borde superior se denomina cresta, pared o umbral.
- Bordes verticales constituyen las caras del vertedero.
- Carga del vertedor, H, es la altura alcanzada por el agua, a partir de la cresta del vertedor.
- Los niveles a ambos lados del vertedor se llaman niveles, "aguas arriba" y "aguas abajo", respectivamente.

3.2. CLASIFICACIÓN DE LOS VERTEDEROS

Según sus formas pueden ser simples o compuestos.

3.2.1. Vertederos simples:

A. Rectangulares:

Para este tipo de vertederos se recomienda que la cresta del vertedero sea perfectamente horizontal, con un espesor no mayor a 2 mm en bisel y la altura desde el fondo del canal $0.30 \text{ m} \leq w \leq 2h$.

B. Triangular:

Hacen posible una mayor precisión en la medida de carga correspondiente a caudales reducidos. Estos vertedores generalmente son contruidos en placas metálicas en la práctica, solamente son empleados los que tienen forma isósceles, siendo más usuales los de 90° .

C. Trapezoidal de cipolletti:

Cipolletti procuro determinar un vertedor trapezoidal que compense el decrecimiento del caudal debido a las contracciones. La inclinación de las caras fue establecida de modo que la descarga a través de las caras fue establecida de modo que la descarga a través de las paredes triangulares del vertedor corresponda al decrecimiento de la descarga debido a contracciones laterales, con la ventaja de evitar la corrección en los cálculos. Para estas condiciones, el talud resulta 1:4 (1 horizontal para 4 vertical).

D. Circular:

Se emplean rara vez, ofrecen como ventajas la facilidad de construcción y que no requieren el nivelamiento de la cresta.

E. Proporcionales:

Son construidos con una forma especial, para el cual varia proporcionalmente a la altura de lamina liquida (primera potencia de H). Por eso también se denominan vertedores de ecuación lineal.

Se aplican ventajosamente en algunos casos de control de las condiciones de flujo en canales, particularmente en canales de sección rectangular, en plantas de tratamiento de aguas residuales.

3.2.2. Compuestos:

Están constituidos por secciones combinadas.

3.2.3. ALTURA RELATIVA DEL UMBRAL

Pueden ser vertedores completos o libres, cuando el nivel de aguas arriba es mayor que el nivel aguas abajo, es decir $p > p'$.

O incompletos o ahogados, en estos el nivel de aguas abajo es superior al de la cresta, $p' > p$, en los vertedores ahogados el caudal disminuye a medida que aumenta la sumersión.

3.2.4. ESPESOR DE LA PARED

Según el espesor de la pared los vertedores se clasifican en:



- **Vertedores de pared delgada:**

La descarga se efectúa sobre una placa con perfil de cualquier forma, pero con arista aguda.

Los vertederos de pared delgada son estructuras que represan el flujo para provocar su descarga por encima de las mismas, dando lugar a una lámina vertiente sobre el cuerpo del vertedero con líneas de flujo fuertemente curvadas.

Estas estructuras se denominan de cresta o pared delgada porque la misma tiene un espesor menor o igual a 2 mm, en muchos casos este espesor se consigue biselando (afilando) los lados de la ventana del vertedero.

En general, estas estructuras son empleadas cuando se requiere alta precisión en la medición de caudales. Los vertederos de pared delgada presentan las siguientes ventajas y desventajas:

- Medición precisa para un amplio rango de caudales.
- Fácil construcción e instalación en canales de tierra.
- Económico.
- Ocasiona una fuerte pérdida de carga.
- Muy mala capacidad para el paso de sedimentos y material flotante arrastrado por el flujo.
- Inapropiados para canales revestidos* (estructuras portátiles).
- Revestimientos de hormigón o piedra. Sin embargo, es posible dejar guías para la instalación del vertedor, en estos casos, las dimensiones del mismo serán específicas para cada caso particular.

- **Vertedores de pared gruesa:**

$e > 0.66H$, la cresta es suficientemente gruesa para que en la vena adherente se establezca el paralelismo de los filetes.

3.2.5. LONGITUD DE LA CRESTA

Pueden ser vertedores sin contracciones laterales ($L=B$), cuando la longitud de la cresta es igual al ancho del canal y vertedores con contracciones laterales ($L < B$), la longitud L es menor que el ancho del canal de acceso.

GUIA LABORATORIO CALIBRACION DE VERTEDEROS DETERMINACION DEL MODELO MATEMATICO

OBJETIVOS

- Familiarizarse con el manejo de vertederos para la determinación de caudal en canales
- Determinar el modelo matemático para un vertedero (rectangular, triangular, circular, o trapezoidal) utilizando el método de regresión y el método gráfico.
- Hallar el valor de K en la ecuación de un vertedero
- Determinar el error en K al compararlo con los valores encontrados en la literatura

MATERIALES

- Canal de pendiente variable
- Agua
- Vertederos
- Cronometro
- Flexometro

- Motobomba
- Pie de rey
- Tanque aforador o caneca

MARCO TEORICO

Para medir caudales en canales se utilizan diferentes dispositivos como molinetes, canaletas y vertederos. Los vertederos son los dispositivos mas sencillos pues son placas de metal o madera de forma geométrica simple: rectangular, triangular, circular y trapezoidal.

Los vertederos se instalan en el canal, normales al flujo y logrando que al verter el agua sobre ellos forme una sección crítica y por tanto, el caudal (Q) es función de la carga hidráulica sobre el vertedero (h).

Cuando el vertedero se halla calibrado es posible utilizarlo para determinar caudales. Sin embargo, es importante, aprender a calibrar un vertedero es decir hacer le modelo matemático para el caudal en función de la carga hidráulica.

Los vertederos en general, obedecen al modelo $Q = KH^m$, donde Q y H son respectivamente el caudal y la carga sobre el vertedero; K y m son las constantes del vertedero.

PROCEDIMIENTO

- Prepare el canal móvil con una pendiente cualquiera y manténgala constante durante toso el experimento.
- Instale en el canal móvil el vertedero que desea calibrar.
- Encienda la motobomba del sistema que alimenta al canal móvil.

- Alimente el canal con un caudal y mida simultáneamente el caudal Q_1 (por el método volumétrico) y la correspondiente carga sobre el vertedero h_1 .
- Repita el paso anterior, como mínimo cada 0.5 la abertura de la válvula reguladora de caudal.
- Consigne los datos en una tabla.

MODELOS MATEMATICOS

Se presentan los modelos mas utilizados para vertederos rectangulares, triangulares, trapezoidales y circulares. Además se presentan el modelo para le porcentaje de error.

Vertederos Rectangulares

$$Q = 1.84 L H^{1.5}$$

Donde:

Q: Caudal (m^3 / s)

H: Carga sobre el vertedero (m)

L: Longitud del vertedero o base del vertedero (m)

Vertedero Triangular

$$Q = 1.4 H^{2.5}$$

Donde:

Q: Caudal (m³ / s)

H: Carga sobre el vertedero (m)

Vertedero Trapezoidal

$$Q = 1.861 L H^{1.5}$$

Donde:

Q: Caudal (m³ / s)

H: Carga sobre el vertedero (m)

L: Longitud del vertedero o base del vertedero (m)

Vertedero Circular

$$Q = 1.518D^{0.693} H^{1.807}$$

Donde:

Q: Caudal (m³ / s)

H: Carga sobre el vertedero (m)

D: Diámetro correspondiente al vertedero (m)

PORCENTAJE DE ERROR (%E)

$$\%E = | (X_0 - X_i) / X_0 | * 100$$

Donde:

X₀: Parámetro tomado como patrón

X_i: Parámetro que se pretende comparar

4. COMPUERTAS

Una compuerta es una placa móvil, plana o curva, que al levantarse forma un orificio entre su borde inferior y la estructura hidráulica (presa, canal, etc.) sobre la cual se instala, y se utiliza para la regulación de caudales, y como emergencia y cierre para mantenimiento de otras estructuras. Además se puede establecer que una compuerta hidráulica es un dispositivo hidráulico - mecánico destinado a regular el pasaje de agua u otro fluido en una tubería, en un canal, presas, esclusas, obras de derivación u otra estructura hidráulica.

Las compuertas tienen las propiedades hidráulicas de los orificios y, cuando están bien calibradas, pueden emplearse también como medidores de flujo, las compuertas permiten la determinación experimental de los coeficientes de descarga (C_d) y contracción (C_c), para la condición de una apertura constante, al tiempo que se determina la distribución de presiones, tanto sobre la compuerta como en el fondo de canal de prueba. (Las pruebas se hacen en el montaje de canal dependiente variable.

4.1. OBJETIVO DE LAS COMPUERTAS

En este artículo se tratara sobre las compuertas que hacen parte de una presa y que pueden moverse parcial o completamente para dar paso al agua. Su instalación permite principalmente controlar el flujo, el nivel y desalojar materias flotantes en un embalse, mediante la graduación de un orificio.

El mecanismo de regulación de una compuerta puede realizarse a mano, por fuerza motriz o simplemente por la misma presión del agua.

A través de los años muchos tipos de compuertas han sido diseñadas y construidas, pero muy pocas de ellas han permanecido y se encuentran en este momento en uso. Aquellas que permanecen tienen la característica de ser: simples, fáciles de mantener, y económicas.

4.2. TIPOS DE COMPUERTAS

Existen dos sistemas principales de compuertas:

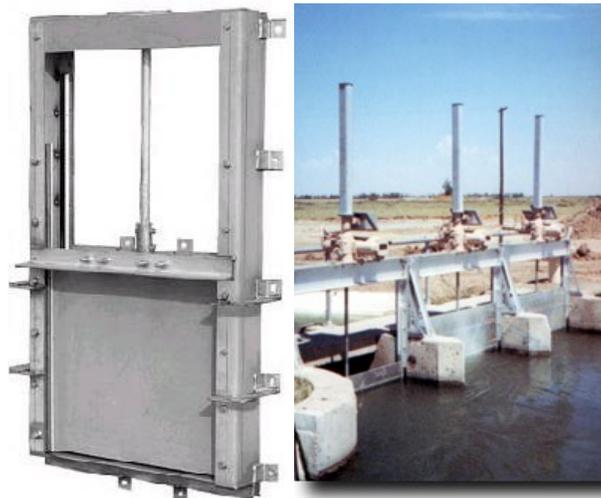
1. Compuertas apoyadas en sus dos extremos, trabajando estáticamente como una viga con dos apoyos. A este sistema pertenecen las compuertas cilíndricas, las compuertas planas y las compuertas radiales, compuertas deslizantes y compuertas de rodillos.
2. Compuertas giratorias que transmiten empuje hidrostático en toda su extensión. A éste sistema pertenecen las compuertas de aletas abatibles, las compuertas radiales, compuertas mariposa, compuertas taintor, compuertas de esclusa y compuertas drop leaf

A continuación se tratara cada tipo de compuerta mencionada anteriormente (existen muchos tipos de compuerta aquí se hará la descripción de las usadas más comúnmente).

4.2.1. COMPUERTAS DESLIZANTES (SLIDE GATES)

Consiste en una placa plana que se desliza a través de rieles mediante un motor. Actualmente este tipo de compuerta tiene muchas aplicaciones como: control de flujo, proyectos de irrigación, sistemas de drenaje y proyectos de conservación de suelos.

Su utilización es útil para alturas y luces reducidas. Los materiales utilizados para este tipo de compuerta son: Acero, Acero galvanizado (para instalaciones en las que se necesite una compuerta económica), Acero inoxidable (recomendada en condiciones de corrosión), Plástico reforzado con fibra de vidrio y sostenedores de aluminio (para condiciones extremas de corrosión).



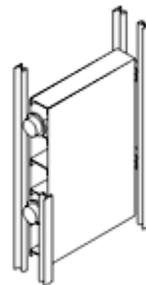
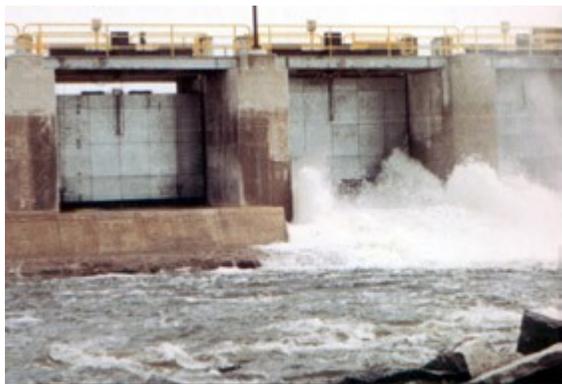
4.2.2 COMPUERTAS DE RODILLOS (ROLLER GATES)

Nombres como “stoney”, “tractor”, “Caterpillar”, “coaster” han sido usados para describir este tipo de compuerta. El término más ampliamente usado es stoney gate y su nombre es un tributo a su inventor. Los demás nombres son simplemente usados para referirse a este tipo de compuerta ya que la terminología no describe las características de la compuerta. Consiste en una placa plana de acero reforzado con una estructura generalmente en celosía y rodillos en hierro fundido; sus dimensiones varían según los requisitos de la apertura y su espesor es determinado por la presión del agua. La regulación del nivel del agua se hace sacando parcial o completamente la compuerta.

Este tipo de compuerta es usada normalmente para requerimientos de alta presión. Ha sido diseñada para cerrarse por gravedad. Las compuertas de rodillos son usualmente instaladas en la entrada de conductos. Son frecuentemente localizadas en la cara de una presa. Las aplicaciones son: control de flujo, sistemas de irrigación, encima de las presas para aumentar la capacidad del depósito.

4.2.3. TIPOS DE COMPUERTAS DE RORRILLOS:

1. **Overflow gate:** Es utilizada cuando la profundidad del agua esta a la altura de la compuerta.
2. **Breastwall gate:** Cuando el agua esta considerablemente mas profunda que la altura de la compuerta.



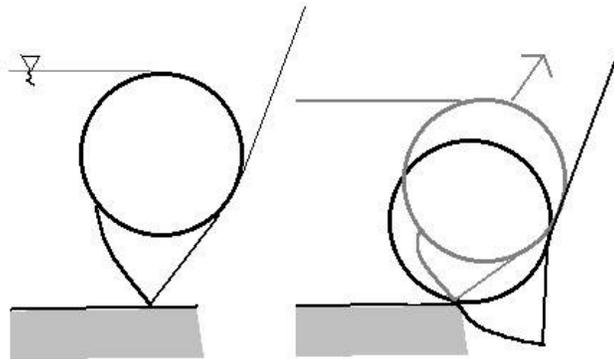
4.2.4. COMPUERTAS DE ALETA (FLAP GATES)

Este tipo de compuerta consiste en una placa con bisagras que gira alrededor de un eje en su extremo inferior y transmiten el empuje hidrostático directamente hacia la solera. Dicha placa puede ser plana o curva para dar una mejor característica a la descarga. La posición de la placa debe ser controlada ya sea hidráulicamente, o alzando las conexiones que tiran o empujan la parte seleccionada bajo la compuerta.



4.3. COMPUERTAS CILÍNDRICAS

Este tipo de compuerta fue ideada en Europa hace más de cincuenta años y permitió por primera vez el diseño de presas de grandes luces. Consiste en un cilindro de acero el cual puede levantarse rodando sobre dos guías inclinadas. Este tipo de compuerta proporciona una instalación simple y efectiva pero no son muy comúnmente usadas debido a que la regulación del nivel de agua se efectúa alzando el cilindro y dejando pasar el agua por debajo. En ciertos casos éste sistema no permite una regulación muy exacta del nivel y pueden producirse grandes pérdidas de agua. Con el fin de eliminar estos inconvenientes se han diseñado los cilindros sumergibles que pueden bajarse algo para dejar pasar el agua por encima y se levantan para el paso de mayores caudales.

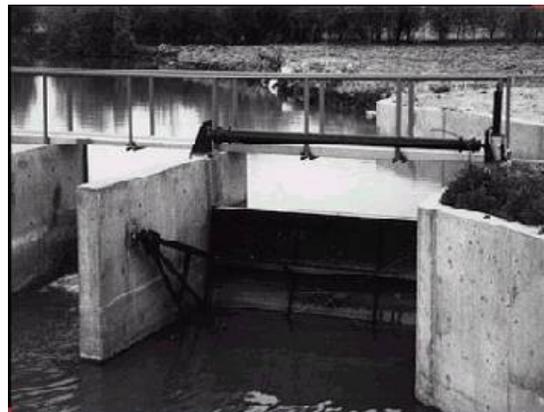


4.2.6 COMPUERTAS RADIALES (TAINTOR or TAINTER GATES)

Es una de las compuertas más usadas en grandes presas donde usualmente se usan series de compuertas radiales entre columnas de concreto.

Consiste en una placa formada por un segmento cilíndrico y son giratorias alrededor de articulaciones que transmiten la presión (a través de soportes o miembro de acero) del agua directamente hacia la subestructura maciza. Al girar la compuerta hacia abajo, entra en una cavidad de concreto.

El diseño de esta compuerta es útil ya que es económica y su levantamiento requiere de poca fuerza y es confiable. La mayor ventaja de estas compuertas es su funcionamiento hidráulico y la facilidad de represar ríos anchos sin necesidad de contrafuertes intermedios.



4.2. COMPUERTAS MARIPOSA

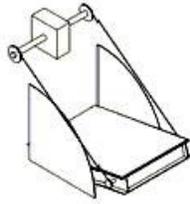
Consiste en un eje con una especie de placa giratoria (figura 6). Son usadas para controlar el flujo en presas muy anchas, y pueden ser usadas para controlar el flujo en dos direcciones, aunque normalmente el uso de una compuerta es en una sola dirección. Con este tipo de compuerta es posible tener máximas cabezas de agua a ambos lados de la compuerta, pero su instalación debe de ser en cabezas pequeñas, máximo 20 ft, si la cabeza de agua es mayor se recomienda usar compuertas de rodillos. Son usadas en plantas de tratamiento de aguas residuales.



4.2.7.1. COMPUERTAS DROP LEAF

Las compuertas drop leaf son fabricadas a partir de ángulos estructurales y placas en acero unidas con soldadura figura 7. Su tipo de fabricación depende de la presión que ejerce el agua sobre esta y del diseño del método de sellado, por lo que este tipo de compuerta no es tan hermética como otras compuertas mencionadas anteriormente. Esta compuerta está diseñada para unas cabezas de 5 a 10 pies.

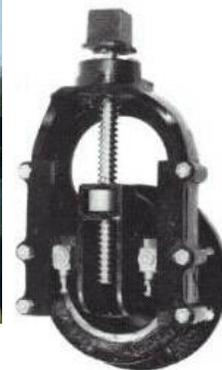
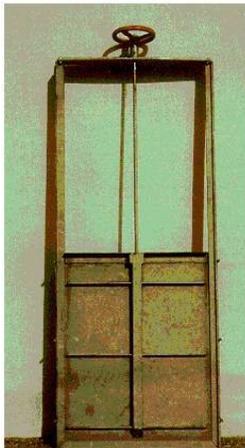
Sus usos más comunes son en control de flujo, proyectos de conservación de suelos, represas de cabeza pequeña, como reemplazo de compuertas taintor y en proyectos de irrigación.



4.2.8. COMPUERTAS DE ESCLUSA (SLUICE GATES)

Son utilizadas en casos de largos pasajes de fluido, como un interceptor en canales, como reguladoras de nivel, en tanques de almacenamiento. Su sistema puede consistir en una placa de diferentes geometrías (circular, cuadrada o rectangular), que se abre manual o automáticamente.

Puede ser utilizada solamente en situaciones donde el fluido sea en un solo sentido y puede ser diseñada para aguantar una presión de 20 pies por una de sus caras y 10 pies por la otra.



4.3. DISEÑO DE LAS COMPUERTAS.

La longitud de las compuertas depende de la anchura del canal a limpiar, según la siguiente tabla.

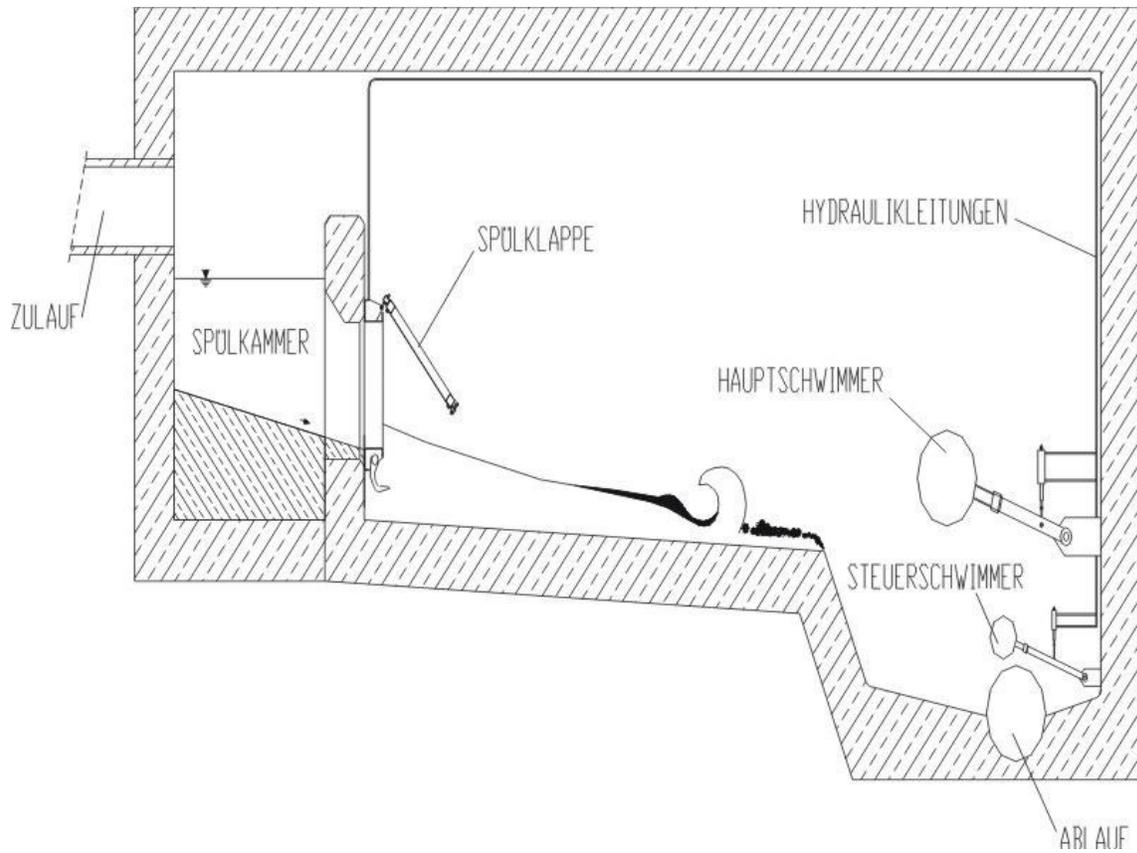
Anchura del canal de limpieza en m	Anchura de la compuerta en mm
hasta 1,75 m	500 mm
1,75 - 2,00 m	750 mm
2,00 - 2,50 m	1000 mm
2,50 - 3,00 m	1500 mm
3,00 - 3,50 m	2000 mm
3,50 - 4,00 m	2500 mm
4,00 - 5,00 m	2800 mm

Para canales de anchura superior a los 5 m, es necesario el uso de más de una compuerta. Los canales de limpieza deben ir separados por un muro de 0.4 m de altura.

4.4. SISTEMA DE LIMPIEZA POR COMPUERTAS.

- Operación en tanques alcantarillado.
- Altura de agua en la cámara de limpieza de hasta 3 m.
- Apertura rápida de las compuertas gracias al largo recorrido del cilindro pistón.
- Gran seguridad de operación con la humedad.
- Anchura del canal de limpieza de hasta 5 m.
- Posibilidad de limpieza con llenado parcial del tanque.
- Cierre seguro de las compuertas por medio de garfios.
- Bajo coste de inversión y reinversión en el equipo.
- Bajo consumo energético (aproximadamente 0,37 kW para un periodo de retención de unos dos minutos).

4.4.1. DESCRIPCIÓN DEL EQUIPO.



- El equipo consta de una o más compuertas, fabricadas en acero inoxidable, que pueden ser de diferentes tamaños.
- Las partes principales del sistema son: la compuerta, el armazón de la compuerta, el cierre de la compuerta, el cilindro hidráulico, la bomba hidráulica y el panel de control.

4.5. APLICACIONES:

- Control de flujos de aguas
- Control de inundaciones
- Proyectos de irrigación
- Crear reservas de agua
- Sistemas de drenaje
- Proyectos de aprovechamiento de suelo
- Plantas de tratamiento de agua
- Incrementar capacidad de reserva de las presas

GUIA LABORATORIO CALIBRACION DE COMPUERTA VERTICAL PLANA DE FONDO. DETERMINACION DEL MODELO MATEMATICO

OBJETIVOS

- Estudiar el comportamiento de la salida de un fluido por la abertura de una compuerta.
- Determinar los coeficientes de descarga, velocidad y contracción.
- Comprobar la relación $C_d = (C_v) \cdot (C_c)$.
- Determinar el porcentaje de error de los coeficientes para las diferentes coeficientes tanto teóricamente como experimentalmente.

MATERIALES

- Agua
- Compuerta vertical plana de fondo sobre el canal.
- Válvula reguladora de caudal.
- Tanque aforador o Bureta.
- Cronometro.
- Flexometro.
- Motobomba.
- Pie de rey.

MARCO TEORICO

Las compuertas son estructuras de control cuyo propósito es regular el caudal que fluye por un sistema.

Una compuerta es una placa móvil que permite aumentar o disminuir el caudal que pasa hacia aguas abajo, y si se dispone de una buena calibración de la misma, se puede utilizar como medidor. Tal vez las compuertas de mayor uso en proyectos hidráulicas son las compuertas verticales planas, radial, tipo rodillo, entre otras.

Como sucede con una buena parte de estructuras hidráulicas, las compuertas pueden operar con flujo libre o bajo condiciones de ahogamiento. Aquí solamente se analiza el caso de flujo libre.

El orificio o la abertura de la compuerta generalmente se hacen entre el piso de un canal y el borde inferior de la compuerta, por lo que su ancho coincide con el canal; en estas condiciones el flujo puede considerarse bidimensional.

Los coeficientes de velocidad (C_v), contracción (C_c) y descarga o gasto (C_d) los han obtenido experimentalmente muchos investigadores; sin embargo, en ningún caso se ha encontrado coincidencia en los resultados. En general su valor

depende de la relación $\frac{Y_1}{a}$, es decir la carga de velocidad $\left(\frac{V_1^2}{2g}\right)$ con que llega el agua al canal, aguas arriba de la compuerta, tiene mayor importancia a medida que la relación $\frac{Y_1}{a}$ disminuya. Otros factores importantes para estos coeficientes están relacionados con el ángulo de inclinación de la compuerta, forma de bisel del canto inferior de compuerta, forma de la compuerta y el número de Reynolds.

PROCEDIMIENTO

- Determinar la abertura en el fondo de la compuerta por medio del Pie de Rey o Flexometro.
- Encienda la motobomba.
- Inicie regulando la abertura de la válvula para caudales pequeños y vaya abriendo cada vez más la válvula para ir aumentando el caudal como mínimo cada 0.5 la abertura de la válvula.
- Instale la compuerta vertical plana de fondo en el canal, mínimo para dos aberturas de la compuerta, para los distintos caudales.
- Espere que se normalice o se estabilicen las aberturas (Y_1) “antes de la compuerta” y (Y_2) “a la salida de la abertura de la compuerta o vena contracta” y para ambas alturas o profundidades de la lamina de agua medirlas.
- Afore el caudal, por el método volumétrico en el tanque aforador.

MODELOS MATEATICOS

Se presentan los modelos matemáticos para de determinar los Coeficientes de descarga, velocidad y contracción, y también para determinar el porcentaje de error, de una manera sencilla.

Para hallar estos coeficientes se requiere de determinar el área del orificio o de la abertura de la compuerta, el arrea del chorro contraído, la velocidad real, la velocidad teórica, el caudal real y el caudal teórico.

AREA DEL ORIFICIO O DE LA ABERTURA (A_o)

$$A_o = (b \cdot a)$$

Donde:

A_o = Área del orificio o abertura en el fondo de la compuerta (m^2)

b = Ancho del canal (m)

a = abertura de la compuerta (m)

AREA DEL CHORRO CONTRAIDO (A_{ch})

$$A_{ch} = (b \cdot Y_2)$$

Donde:

A_{ch} = Área Sección contraída del chorro (m^2)

b = Ancho del canal (m)

Y_2 = Lamina de agua después de la salida de la compuerta o que es igual al de la vena contracta como normalmente se llama (m)

CAUDAL REAL (Qr)

$$Qr = \frac{V}{t}$$

Donde:

$$Qr = \text{Caudal Real } \frac{m^3}{seg}$$

$$V = \text{Volumen } (m^3)$$

$$T = \text{Tiempo } (seg)$$

CAUDAL TEORICO (Qt)

$$Qt = A_o(2g * Y_1)^{\frac{1}{2}}$$

Donde:

$$Qt = \text{Caudal teórico } \frac{m^3}{seg}$$

$$A_o = \text{Área } (m^2)$$

$$g = \text{gravedad } \frac{m}{s^2}$$

$$Y_1 = \text{Altura o nivel de agua antes de la compuerta } (m)$$

VELOCIDAD REAL (V_r)

$$Q = A \cdot V \quad ; \quad V = \frac{Q}{A}$$

$$V_R = \frac{Q_R}{A_0}$$

Donde:

$$V_R = \text{Velocidad real } \left(\frac{m}{seg} \right)$$

A_0 = Área del orificio o de la abertura en el fondo de la compuerta (m^2)

$$Q_R = \text{caudal real } \left(\frac{m^3}{seg} \right)$$

VELOCIDAD TEORICA (V_t)

$$V_t = \frac{(2gY_1)^{1/2}}{2}$$

Donde:

V_t = Velocidad teórica

g = gravedad ($\frac{m}{s^2}$)

Y_1 = Altura o nivel de agua antes de la compuerta (m)

COEFICIENTE DE VELOCIDAD (C_v)

$$C_v = \frac{V_R}{V_T}$$

Donde:

C_v = Coeficiente de velocidad

V_R = Velocidad real ($\frac{m}{seg}$)

V_T = Velocidad teórica ($\frac{m}{seg}$)

COEFICIENTE DE DESCARGA (C_d)

$$C_d = \frac{Q_R}{Q_T}$$

Donde:

C_D = Coeficiente de descarga

Q_R = Caudal real ($\frac{m}{seg}$)

Q_T = Caudal teórico ($\frac{m}{seg}$)

Otra manera de encontrar y de comparar más usual para este coeficiente de descarga o de gasto (C_d) es por medio de la siguiente expresión:

$$C_D = \frac{C_C * C_V}{\sqrt{1 + \frac{C_C * a}{Y_1}}}$$

Donde:

C_D = Coeficiente de descarga

a = abertura de la compuerta (m)

Y_1 = Altura o nivel de agua antes de la compuerta (m)

COEFICIENTE DE CONTRACCION (C_c)

$$C_C = \frac{A_{CH}}{A_O}$$

Donde:

C_C = Coeficiente de contracción

A_{CH} = Área del chorro contraído (m^2)

A_O = Área del orificio (m^2)

Otra manera de encontrar y de comparar mas usual para este coeficiente de contracción (C_c) es por medio de la siguiente expresión:

$$C_c = \frac{Y_2}{a}$$

Donde:

C_c = Coeficiente de contracción

Y_2 = Lamina de agua después de la salida de la compuerta o que es igual al de la vena contracta como normalmente se llama (m)

a = abertura de la compuerta (m)

DISTANCIA HORIZONTAL, DESDE EL PLANO DE LA COMPUERTA VERTICAL HASTA LA SECCION CONTRAIDA

La distancia horizontal, desde el plano de una compuerta vertical hasta la sección contraída alcanza el valor.

$$L = \frac{a}{C_c}$$

Donde:

L = distancia horizontal (m)

a = abertura de la compuerta (m)

C_c = Coeficiente de contracción

PORCENTAJE DE ERROR (%E)

$$\%E = \left| \frac{X_0 - X_i}{X_0} \right| * 100$$

Donde:

X_0 =Parámetro tomado como patrón

X_i = Parámetro que se pretende comparar

5. RESALTO HIDRAULICO

El resalto hidráulico es el ascenso brusco del nivel del agua que se presenta en un canal abierto a consecuencia del retardo que sufre una corriente de agua que fluye a elevada velocidad. Este fenómeno presenta un estado de fuerzas en equilibrio, en el que tiene lugar un cambio violento del régimen de flujo, de supercrítico a subcrítico.

Este involucra una pérdida de energía relativamente grande mediante disipación en el cuerpo turbulento de agua dentro del resalto. En consecuencia, el contenido de energía en el flujo después del resalto es apreciablemente menor que el de antes del mismo.

La profundidad antes del resalto es siempre menor que la profundidad después del resalto. La profundidad antes del resalto se conoce como profundidad inicial y_1 , y después del resalto se conoce como profundidad secante y_2 . Entonces, la

energía específica E_1 correspondiente a la profundidad inicial y_1 es mayor que la energía específica E_2 correspondiente a la profundidad seciente y_2 en una cantidad igual a la pérdida de energía "E".

Resalto hidráulico interpretado mediante las curvas de energía específica y fuerza específica.

Al establecer una relación entre las profundidades inicial y seciente de un resalto hidráulico en un fondo horizontal de un canal rectangular, partiendo de las fuerzas específicas en las secciones 1 y 2, antes y después del resalto se obtiene:

$$\frac{Q^2}{gA_1} + \bar{z}_1 A_1 = \frac{Q^2}{gA_2} + \bar{z}_2 A_2$$

Para un determinado número de Froude F_1 del flujo de aproximación, la relación de la profundidad seciente con respecto a la profundidad inicial está dada por la solución cuadrática:

$$\frac{y_2}{y_1} = \frac{1}{2} \sqrt{1 + 8F_1^2} - 1$$

El principio de momentum se utiliza debido a que el resalto hidráulico produce una alta cantidad de energía interna que no se pueden evaluar con la ecuación de energía.

Para flujo supercrítico en un canal horizontal, la energía de flujo se disipa a través de la resistencia friccional a lo largo del canal, dando como resultado un descenso en la velocidad y un incremento en la profundidad en la dirección del flujo. El

resalto hidráulico se formará en el canal si el número de Froude F_1 del flujo, la profundidad de flujo y_1 y la profundidad y_2 aguas abajo satisfacen la ecuación:

$$\frac{y_2}{y_1} = \frac{1}{2} \sqrt{1 + 8F_1^2} - 1$$

Ecuación del resalto en canales rectangulares horizontales

Relación entre F_1 y y_2/y_1 para un resalto hidráulico en un canal rectangular horizontal

En el control de flujos hidráulicos es frecuente el diseño de estructuras disipadoras de energía. Los cuencos disipadores de energía tienen aplicaciones prácticas e importantes en el diseño de obras hidráulicas entre otras, un cuenco disipa la energía del agua que fluye sobre presas, vertederos y otras estructuras hidráulicas para que de esta manera se prevenga la socavación aguas debajo de las estructuras; los cuencos disipadores ayudan a recuperar altura o aumentar el nivel del agua en el lado de aguas debajo de una canaleta de medición y mantener un nivel alto del agua en el canal de irrigación o de cualquier estructura para distribución de aguas, así mismo permiten incrementar el peso sobre la zona de aguas debajo de una estructura de mampostería y reducir la presión hacia arriba bajo dicha estructura aumentando la profundidad del agua en su zona de aguas abajo, y permiten aumentar el caudal por debajo de una compuerta deslizante manteniendo alejada la profundidad de aguas abajo, debido a que la altura efectiva se reducirá si la profundidad de aguas abajo ahoga el resalto.

Es importante que el ingeniero tenga los conocimientos básicos para el diseño de estructuras hidráulicas con cambios repentinos de flujo, mediante la determinación del número de froude y los efectos del cambio en las líneas de flujo en un punto específico de un canal.

Se comenta el principio del resalto hidráulico con las características a tener en cuenta para el diseño de cuencos disipadores y los tipos de resalto, se trata el resalto hidráulico como disipador de energía de forma detalla donde se describen las estructuras controladoras y tipos de cuencos disipadores más comunes: el cuenco disipador SAF, el USBR tipo II, IV y V los cuales son los más usados debido a su seguridad y eficiencia.

5.1. CONCEPTOS PREVIOS

Resalto Hidráulico Como Disipador De Energía

Efecto de la gravedad. El efecto de la gravedad sobre el estado de flujo se representa por la relación entre las fuerzas inerciales y las fuerzas gravitacionales. Esta relación está dada por el Número de Froude, definido como:

$$F = \frac{v}{\sqrt{gD}}$$

Donde, v es la velocidad de flujo, g es la aceleración de gravedad y D es la profundidad hidráulica,

$$D = \frac{A}{T}$$

Donde, A es el área mojada y T es el ancho de la superficie

Energía específica. Es igual a la suma de la profundidad del agua más la altura de la velocidad en una sección de canal ($E = y + V^2/2g$). Cuando la profundidad de flujo se grafica contra la energía específica para una sección de canal y un caudal determinados, se obtiene una curva de energía específica; para una energía específica determinada, existen dos posibles profundidades la profundidad baja y_1 y la profundidad alta y_2 . La profundidad alta es la profundidad alterna de la profundidad baja y viceversa. En el estado crítico (c) las profundidades alternas se convierten en una la cual es conocida como profundidad crítica y_c . Cuando la profundidad de flujo es mayor que la profundidad crítica, la velocidad de flujo es menor que la velocidad crítica para un caudal determinado y el flujo es subcrítico. Cuando la profundidad de flujo es menor que la profundidad crítica, el flujo es supercrítico. Por tanto y_1 es la profundidad de un flujo supercrítico y y_2 es la profundidad de un flujo subcrítico

Coefficientes de distribución de velocidad. Como resultado de la distribución no uniforme de velocidades en una sección de canal, la altura de velocidad de un flujo en canales abiertos es por lo general mayor que el valor calculado de acuerdo con la expresión $V^2/2g$. A partir del principio de mecánica, el momentum de un fluido que pasa a través de una sección de canal por unidad de tiempo se expresa por $\beta w Q V/g$, donde β es conocido como coeficiente de momentum, w es el peso unitario del agua, Q es el caudal, V es la velocidad media. El valor de β para canales prismáticos (canal construido con una sección transversal invariable y una pendiente de fondo constante) rectos varía desde 1.01 hasta 1.12. Para canales de sección transversal regular y alineamiento más o menos recto, el efecto de la distribución no uniforme de velocidades en el cálculo del momentum es pequeño y el coeficiente se supone como la unidad. En canales con secciones transversales complejas se requerirán mediciones de la velocidad real para determinar el coeficiente de momentum. El coeficiente por lo general es mayor en canales empinados que en canales con pendientes bajas.

Momentum del flujo en canales abiertos. De acuerdo con la segunda ley de Newton, el cambio de momentum por unidad de tiempo en el cuerpo de agua en un canal es igual a la resultante de todas las fuerzas externas que actúan sobre el cuerpo:

$$\frac{Qw}{g}(\beta_2 V_2 - \beta_1 V_1) = P_1 - P_2 + W \sin \theta - F_f$$

Ecuación de momentum

Donde Q es el caudal, w es el peso unitario del agua, V es la velocidad media, P1 y P2 son las presiones resultantes que actúan en las dos secciones, W es el peso del agua contenida entre las dos secciones y F_f es la fuerza de fricción y de resistencia totales externas que actúan a lo largo de la superficie de contacto entre el agua y el canal.

El principio de momentum tiene ventajas de aplicación a problemas que involucran grandes cambios en la energía interna, como el problema del RESALTO HIDRÁULICO. Si la ecuación de la energía se aplica, las pérdidas de energía internas desconocidas representadas por h_f son indeterminadas y su omisión resultaría en error. Si se aplica la ecuación de momentum, debido a que esta solo tiene en cuenta fuerzas externas, los efectos de las fuerzas internas no tendrían que ser evaluados. El término para las pérdidas por fricción debido a las fuerzas externas es poco importante y puede omitirse debido a que el fenómeno ocurre en un tramo corto del canal y los efectos debido a las fuerzas externas son insignificantes en comparación con las pérdidas internas.

Fuerza específica. Al aplicar el principio de momentum a un tramo horizontal corto de un canal prismático pueden ignorarse los efectos de las fuerzas externas y del peso del agua. $\beta_1 = \beta_2 = 0$, la ecuación se convierte:

$$\frac{Qw}{g}(V_2 - V_1) = P_1 - P_2$$

Las fuerzas hidrostáticas P1 y P2 pueden expresarse como

$$P_1 = \bar{w}z_1A_1, P_2 = \bar{w}z_2A_2$$

Donde z_1 y z_2 son las distancias de los centroides de las respectivas áreas mojadas A_1 y A_2 , por debajo de la superficie de flujo. También

$$V_1 = Q/A_1 \text{ y } V_2 = Q/A_2.$$

Luego la ecuación de momentum puede escribirse como:

La fuerza específica, expresa el momentum del flujo que pasa a través de la sección del canal por unidad de tiempo y por unidad de peso del agua y la fuerza por unidad de peso del agua. Si $F_1 = F_2$, las fuerzas específicas en las secciones 1 y 2 son iguales, siempre y cuando las fuerzas externas y el peso efectivo del agua en el tramo entre las dos secciones sean insignificantes.

Para mantener un valor constante F_1 , la profundidad de flujo debe cambiar de y_1 a y_2 con el costo de perder cierta cantidad de energía "E", en el RESALTO HIDRÁULICO en un fondo horizontal las fuerzas específicas antes y después del resalto son iguales y la pérdida de energía es una consecuencia del fenómeno.

Fenómenos Locales. En los canales abiertos a menudo ocurren cambios en el estado de flujo subcrítico a supercrítico o viceversa. Tales cambios se manifiestan con un correspondiente cambio en la profundidad de flujo de una profundidad alta a una profundidad baja, o viceversa. Si el cambio ocurre con rapidez a lo largo de una distancia relativamente corta, el flujo es rápidamente variado y se conoce como fenómeno local.

Clasificación del flujo respecto al régimen de velocidad

- Flujo Supercrítico: En este estado el papel jugado por las fuerzas inerciales es más pronunciado presenta una velocidad de flujo muy alta, una profundidad de flujo baja y se genera en condiciones de pendiente alta.
- Flujo Crítico: Régimen de flujo intermedio, se caracteriza por generar alta inestabilidad en el flujo, no es recomendable para el diseño.

- Flujo Subcrítico: En este estado el papel jugado por las fuerzas gravitacionales es más pronunciado por lo tanto se presenta una velocidad de flujo baja, tiene una profundidad de flujo alta y se genera en condiciones de baja pendiente.

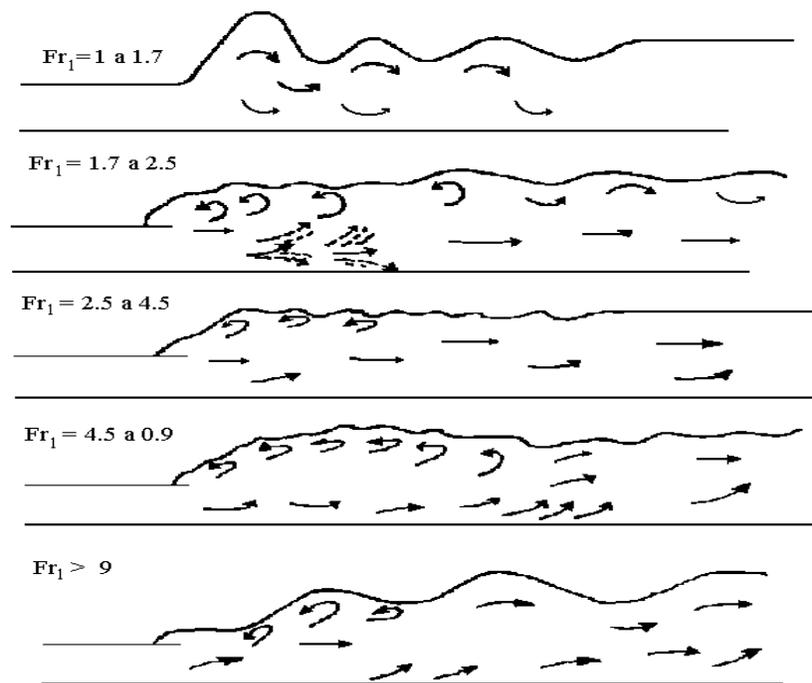
5.2. TIPOS DE RESALTO

El Bureau of Reclamation investigó diferentes tipos de resalto hidráulico en canales horizontales, cuya base de clasificación es el número de Froude F_1 del flujo entrante:

- $F_1 = 1$, el flujo es crítico, por lo que no se forma resalto.
- $F_1 = 1$ a 1.7 , la superficie de agua muestra ondulaciones y se presenta el resalto hidráulico ondulante.
- $F_1 = 1.7$ a 2.5 , el ondulamiento de la superficie en el tramo de mezcla es mayor, se presenta una serie de remolinos sobre la superficie del resalto, pero la superficie del agua hacia aguas abajo permanece uniforme. La velocidad a través de la sección es razonablemente uniforme y la pérdida de energía es baja. Se presenta el resalto hidráulico débil.

- $F_1 = 2.5$ a 4.5 , existe un chorro oscilante que entra desde el fondo del resalto hasta la superficie y se devuelve sin ninguna periodicidad. Cada oscilación produce una onda grande con periodo irregular, muy común en canales, que puede viajar a gran distancia causando daños ilimitados a bancas de tierra y a enrocados de protección. Se produce el resalto hidráulico oscilante.
- $F_1 = 4.5$ a 9.0 , la extremidad de aguas abajo del remolino superficial y el punto sobre el cual el chorro de alta velocidad tiende a dejar el flujo ocurren en la misma sección vertical. La acción y la posición de este resalto son menos sensibles a la variación en la profundidad de aguas abajo. El resalto se encuentra bien balanceado, con mayor estabilidad y el rendimiento es mejor. La disipación de energía varía de 45% a 70% . Se presenta resalto hidráulico permanente o estable.
- $F_1 > 9$, el chorro de alta velocidad choca con paquetes de agua intermitentes que corren hacia abajo a lo largo de la cara frontal del resalto, generando ondas hacia aguas abajo. Existe gran ondulación de la superficie con tendencia de traslado de la zona de régimen supercrítico hacia aguas abajo. La acción del resalto es brusca pero efectiva debido a que la disipación de energía puede alcanzar un 85% . Se produce el resalto hidráulico fuerte.

En la práctica se recomienda mantener el resalto hidráulico en la condición de resalto oscilante, por cuanto se trata de un resalto bien formado y accesible en las condiciones de flujo reales, si bien la disipación que se logra no alcanza los mejores niveles. En los casos de resaltos permanente y fuerte, las condiciones hidráulicas aguas abajo son muy exigentes y difíciles de cumplir en la práctica.



Tipos de Resalto Hidráulico

Tipos de Flujo respecto al régimen de velocidad.

- cuando $F = 1$ el flujo es crítico
- cuando $F < 1$ el flujo es subcrítico.
- cuando $F > 1$ el flujo es supercrítico.

5.2.1. CARACTERÍSTICAS BÁSICAS DEL RESALTO HIDRÁULICO

Las características del resalto hidráulico han sido aprovechadas para reducir las velocidades de flujo en canales a valores que permitan el escurrimiento sin ocasionar tensiones de corte superiores a los límites permitidos por los materiales que componen el perímetro mojado. El lugar geométrico en el que se presenta el resalto se denomina colchón hidráulico. Se han investigado diferentes formas de colchones hidráulicos con el objeto de lograr una mejor disipación de energía en una menor longitud. Para el diseño de colchones hidráulicos se consideran los siguientes aspectos.

Pérdida de energía. En el resalto hidráulico la pérdida de energía es igual a la diferencia de las energías específicas antes y después del resalto.

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

Eficiencia. Es la relación entre la energía específica antes y después del resalto, es una función adimensional y depende sólo del número de Fraude del flujo de aproximación.

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

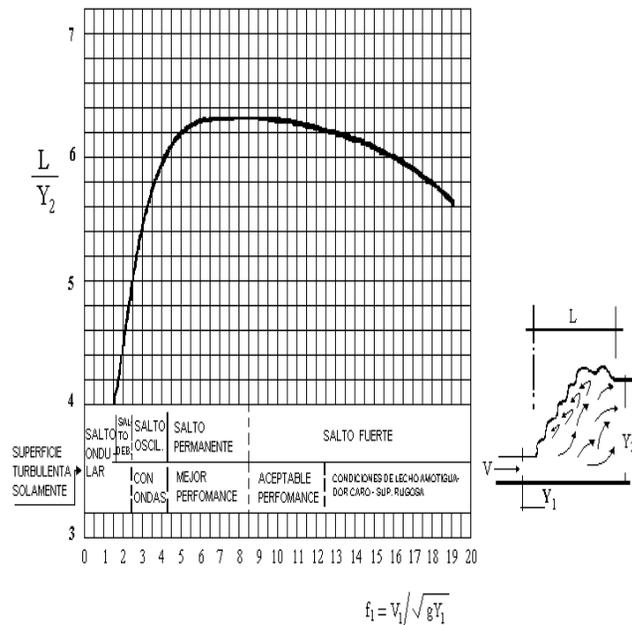
Altura del resalto. Es la diferencia entre las profundidades antes y después del resalto.

$$h_j = y_2 - y_1$$

5.2.2. LONGITUD DEL RESALTO HIDRÁULICO

Un parámetro importante en el diseño de obras hidráulicas es la longitud del resalto, que definirá la necesidad de incorporar obras complementarias para reducir esta longitud y/o aplicar medidas de protección de la superficie para incrementar su resistencia a las tensiones de corte.

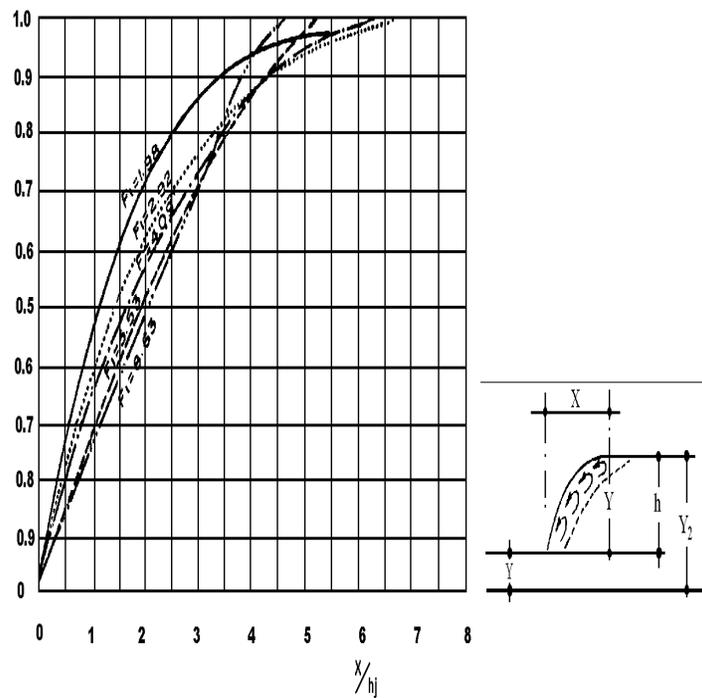
La longitud del resalto puede definirse como la distancia medida desde la cara frontal del resalto y_1 hasta un punto en la superficie inmediatamente aguas abajo del remolino y_2 . Los datos experimentales sobre la longitud del resalto pueden graficarse mediante el número de Froude F_1 contra la relación adimensional $L/(y_2 - y_1)$, L/y_1 o L/y_2 . La curva resultante de la gráfica F_1 versus L/y_2 muestra la regularidad de una parte plana para el rango de los resaltos bien establecidos.



Relación adimensional para la longitud del resalto hidráulico

5.2.3. EL PERFIL SUPERFICIAL

El conocimiento del perfil superficial de un resalto hidráulico es necesario en el diseño del borde libre para los muros laterales del cuenco disipador donde ocurre el resalto. También es importante para determinar la presión que debe utilizarse en el diseño estructural, debido a que la presión vertical en el piso horizontal bajo un resalto hidráulico es prácticamente la misma que hincaría el perfil de la superficie del agua. El perfil superficial de un resalto hidráulico puede representarse mediante curvas adimensionales para varios valores de F_1 .



Perfiles superficiales adimensionales de resaltos hidráulicos en canales horizontales

5.3. RESALTO HIDRÁULICO COMO DISIPADOR DE ENERGÍA

El resalto hidráulico es un medio útil para disipar el exceso de energía en un flujo supercrítico debido a que previene la posible erosión aguas debajo de vertederos de rebose, rápidas y compuertas deslizantes, pues reduce rápidamente la capacidad de socavar el lecho del canal natural aguas abajo. El resalto hidráulico utilizado para la disipación de energía a menudo se confina parcial o totalmente en un tramo del canal que se conoce como *cuenco de disipación* o cuenco de aquietamiento, cuyo fondo se recubre para resistir la socavación.

Las aplicaciones prácticas del resalto hidráulico son:

- Disipar la energía del agua que fluye sobre presas, vertederos y otras estructuras hidráulicas, y prevenir de esta manera la socavación aguas debajo de las estructuras
- Recuperar altura o aumentar el nivel del agua en el lado de aguas debajo de una canaleta de medición y mantener un nivel alto del agua en el canal de irrigación o de cualquier estructura para distribución de aguas
- Incrementar el peso sobre la zona de aguas debajo de una estructura de mampostería y reducir la presión hacia arriba bajo dicha estructura aumentando la profundidad del agua en su zona de aguas abajo
- Aumentar el caudal por debajo de una compuerta deslizante manteniendo alejada la profundidad de aguas abajo, debido a que la altura efectiva se reducirá si la profundidad de aguas abajo ahoga el resalto

En el diseño de un cuenco disipador, se deben considerar los siguientes aspectos:

Posición del resalto. Existen tres modelos alternativos que permiten que un resalto se forme aguas debajo de una fuente (vertedero de rebose, una rápida o una compuerta deslizante):

Caso 1: $y'2 = y2$. Este caso representa un modelo para el cual la profundidad de aguas abajo $y'2$ es igual a la profundidad $y2$ secuenta a $y1$.

En este caso se satisface la ecuación y el resalto ocurrirá sobre un piso sólido inmediatamente delante de la profundidad $y1$. Es ideal para propósitos de protección contra la socavación.

Caso 2: $y'2 < y2$. Representa el patrón para el cual la profundidad de salida $y2'$ es menor que $y2$. Esto significa que la profundidad de salida del caso 1 disminuye y el resalto se desplazará hacia aguas abajo hasta un punto donde se satisfaga la ecuación. Este caso debe evitarse en el diseño, debido a que el resalto rechazado fuera de la zona resistente a la socavación ocurriría en un lecho de cantos rodados sueltos o en un canal desprotegido ocasionando erosión severa. La solución para el diseño es utilizar cierto control en fondo del canal, el cual incrementaría la profundidad de agua y asegurará un resalto dentro de la zona protegida.

Caso 3: $y'2 > y2$. Este caso representa un modelo en el cual la profundidad de salida $y'2$ es mayor que $y2$. Esto significa que la profundidad de salida con respecto al caso 1 se incrementa. El resalto se verá forzado hacia aguas arriba, y finalmente puede ahogarse en la fuente y convertirse en un resalto sumergido. Éste es el caso más seguro para el diseño, debido a que la posición del resalto sumergido puede fijarse con rapidez, sin embargo el diseño no es eficiente, debido a que se disipará muy poca energía.

Condiciones a la salida. En la mayor parte de los problemas prácticos, la profundidad de agua a la salida fluctúa, debido a cambios en el caudal de flujo en el canal. En tales casos, se dispone de una curva de calibración de la profundidad de salida que muestra la relación entre el nivel de salida $y'2$ y el caudal Q . De la misma manera puede construirse una curva de calibración del resalto para mostrar la relación entre la profundidad secuenta $y2$ y el caudal. Leliavsky sugirió que el diseño puede considerarse según cinco diferentes clases de condiciones.

- Clase 1. Representa una condición ideal para la cual las dos curvas de calibración siempre coinciden. Esto significa que existe el caso 1 en la posición del resalto y siempre se formará un resalto en el lugar deseado sobre una zona protegida para todos los caudales. Condiciones de esta clase rara vez se encuentran en la naturaleza.
- Clase 2. Representa las condiciones para las cuales la curva de calibración del resalto siempre se encuentra en un nivel mayor que la curva de calibración de profundidad de salida. Esto significa que siempre existe un caso 2 (la profundidad de salida es menor que la secuenta) y el resalto se

formará en un lugar alejado hacia aguas abajo. Un método efectivo para asegurar que el resalto ocurra en la zona protegida es utilizar bloques para crear un cuenco disipador.

- Clase 3. Representa las condiciones para las cuales la curva de calibración del resalto se encuentra siempre a un nivel menor que la de calibración de profundidad de salida. Esto significa que siempre ocurre el caso 3 (la profundidad de salida es mayor que la seciente) y el resalto se moverá hacia aguas arriba y tal vez se ahogará en la fuente y se disipará muy poca energía. Un método efectivo para asegurar un resalto es construir una zona de aproximación por encima del nivel del lecho del canal.

La pendiente de la aproximación puede ser tal que las condiciones apropiadas para un resalto se desarrollen allí para todos los caudales. Otro método es proveer una caída en el fondo del canal para bajar la profundidad de salida.

- Clase 4. Representa las condiciones para las cuales la curva de calibración del resalto se encuentra a un nivel mayor que la de calibración de profundidad de salida para caudales bajos pero a un nivel menor para caudales altos. Un método efectivo para asegurar un resalto es proveer un cuenco disipador para formarlo a bajos caudales y combinar el cuenco con una aproximación inclinada para desarrollarlo a satisfacción de todos los caudales.
- Clase 5. Representa las condiciones para las cuales la curva de calibración del resalto se encuentra a un nivel más bajo que la de calibración de profundidades de salida para caudales bajos pero a un nivel más alto para caudales altos. Un método efectivo para asegurar el resalto es incrementar la profundidad de aguas abajo lo suficientemente mediante la construcción de una piscina de aquietamiento formándolo así para caudales altos.

Figura 9. Clasificación de las condiciones de profundidad de salida para el diseño de obras de protección contra socavación.

Tipos de resalto. Al considerar los diferentes tipos de resalto hidráulico, el U.S Bureau of Reclamation da las siguientes recomendaciones prácticas:

- Todos los tipos de resalto se encuentran en el diseño de cuencos disipadores.

- El resalto débil no requiere de bloques o consideraciones especiales. Lo único que se necesita es dar la longitud apropiada al cuenco, la cual es relativamente corta. Ésta puede determinarse mediante el gráfico donde se presenta la relación adimensional para la longitud del resalto hidráulico.
- El resalto oscilante, encontrado a menudo en el diseño de estructuras de canales, presas de derivación y obras de descarga es difícil de manejar. En lo posible deben evitarse los resaltos con número de Froude dentro del rango 2.5 a 4.5. En muchos casos no puede evitarse el uso de este resalto, pero en otros casos, alterando la dimensiones puede llevarse al rango deseable. Los bloques deflectores o accesorios tienen muy poco valor, las ondas son la principal fuente de dificultad, por consiguiente pueden utilizarse supresores de onda diseñados para manejarlas.
- No se encuentra una dificultad particular para el resalto estacionario. Arreglos con deflectores y de bloques son útiles como medios para acortar la longitud del cuenco disipador.
- A medida que el número de Froude aumenta, el resalto se vuelve más sensible a la profundidad de salida. Para números de Froude tan bajos como 8, se recomienda una profundidad de salida mayor que la seciente para asegurar que el resalto permanecerá en la zona protegida.
- Cuando el número de Froude es mayor que 10, un cuenco disipador de resalto puede no ser lo más económico. En este caso, la diferencia entre las profundidades, inicial y seciente es alta y, por lo general se requiere un cuenco muy profundo con muros de retención muy altos. El costo del cuenco disipador no compensa los resultados obtenidos. Un disipador del tipo cubeta deflector daré resultados similares a menor costo.

GUIA LABORATORIO SALTO O RESALTO HIDRAULICO

OBJETIVOS

- Estudiar el comportamiento del resalto hidráulico en un canal abierto en el laboratorio de hidráulica y de ensayos hidráulicos.
- Determinar el tipo de o los tipos de resalto que se pueden formar en el laboratorio.
- Hallar la eficiencia del resalto, pérdida de energía del resalto, la longitud teórica del resalto, la energía mínima del resalto, la energía específica del resalto, la profundidad crítica.

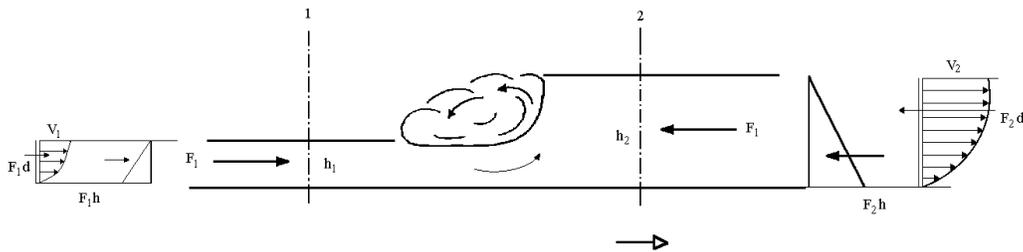
MATERIALES

- Agua
- Obstáculo al final del canal de dos distintas profundidades como mínimo
- Válvula reguladora de caudal
- Tanque aforador o Bureta
- Cronometro
- Flexometro
- Motobomba

MARCOS TEORICOS

El resalto hidráulico es una sobre elevación de la superficie líquida, el cual se presenta al pasar de una profundidad menor o mayor, a la cual se le llama profundidad crítica o energía mínima. El resalto hidráulico ocurre cuando se pasa de un flujo rápido a uno tranquilo es decir pasa de un tirante menor al crítico mayor.

Otra definición del el resalto hidráulico es el ascenso brusco del nivel del agua que se presenta en un canal abierto a consecuencia del retardo que sufre una corriente de agua que fluye a elevada velocidad. Este fenómeno presenta un estado de fuerzas en equilibrio, en el que tiene lugar un cambio violento del régimen de flujo, de supercrítico a subcrítico. Consideremos el siguiente esquema:



Resalto Hidráulico

En la sección 1, actúan las fuerzas hidrostáticas F^{1h} y dinámica F^{1d} ; en forma similar pero en sentido contrario en la sección 2, F^{2h} y F^{2d} . en ambas secciones la sumatoria da como resultado F_1 y F_2 respectivamente. En el estado de equilibrio, ambas fuerzas tienen la misma magnitud pero dirección contraria (la fuerza F^{1h} es menor a F^{2h} , inversamente F^{1d} es mayor a F^{2d}). Debido a la posición de las fuerzas resultantes, ambas están espaciadas una distancia d , lo cual genera un par de fuerzas de la misma magnitud pero sentido contrario. En razón a la condición de líquido, las partículas que la componen adquirirán la tendencia de fluir en la dirección de las fuerzas predominantes, presentándose la mezcla del agua con líneas de flujo superficiales moviéndose en sentido contrario a la dirección de flujo y de manera inversa en la zona cercana a la solera. El repentino encuentro entre las masas de líquido y el inevitable choque entre partículas, provocan la generación de un medio líquido de gran turbulencia que da lugar a la absorción de aire de la atmosfera, dando como resultado un medio mezcla agua-aire.

ANALISIS DEL RESALTO

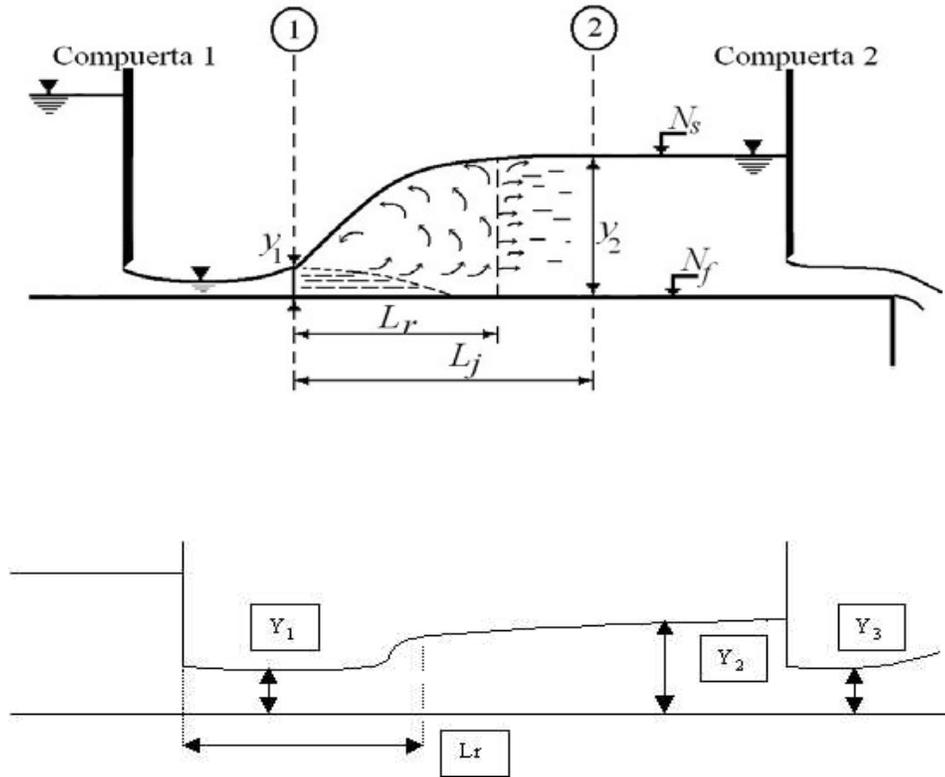
el resalto hidráulico es el paso de un flujo supercrítico a flujo subcrítico, este cambio sucede bruscamente y se producen grandes turbulencias en las cuales se presenta una pérdida de energía que caracteriza el tipo de resalto y además lo hace útil, ya sea para reducir la energía de aguas, ya que esta turbulencia puede remplazar un mezclador. Este fenómeno se presenta también frecuentemente en la base de embalses, aguas debajo de compuertas y en los alrededores de obstáculos sumergidos. El resalto lo clasifica Ven Te Chow (referencia bibliográfica) según el valor del número de Froude en el flujo antes del punto de resalto así:

- $Fr \leq 1$, flujo crítico no existe resalto
- $Fr = (1.0-1.7)$ Resalto Ondular
- $Fr = (1.7-2.5)$ Resalto débil
- $Fr = (2.5-4.5)$ Resalto oscilante
- $Fr = (4.5-9.0)$ Resalto estable
- $Fr > 9.0$ Resalto estable

Cuando el número de Froude ($Fr^1=4.5 - 9.0$), se trata de un resalto permanente formado, con mayor estabilidad y el rendimiento es mejor, pudiendo variar entre 45% a 70 %. Cuando el número de Froude es ($Fr^1>9$) es un resalto con gran disipación de energía (hasta 80%), gran ondulación de la superficie con tendencia de traslado de la zona de régimen supercrítico hacia aguas abajo.

En la práctica recomiendan mantener el resalto hidráulico en la condición de resalto oscilante, por cuanto se trata de un resalto bien formado y accesible en las condiciones de flujo reales, si bien la disipación que se logra no alcanza los mejores niveles. En los casos de resaltos permanentes y fuerte, las condiciones hidráulicas aguas abajo son muy exigentes y difíciles de cumplir en la práctica.

LOCALIZACION DEL RESALTO HIDRAULICO



Esquema de un resalto hidráulico en un sistema formado por una compuerta y una estructura de caída

La ubicación del resalto hidráulico depende de las condiciones de flujo tanto aguas arriba como aguas abajo. Para la explicación de este aspecto, consideramos el caso del flujo a través de una compuerta que al levantarse permite graduar la altura del orificio que se va descubriendo, a la vez que controla la descarga producida. Aguas abajo, el nivel del agua es influenciado por algún elemento de control, como por ejemplo una estructura transversal.

Por un lado, el tirante alcanza su mínimo valor inmediatamente después de la compuerta, este se incrementa gradualmente en régimen supercrítico en dirección aguas abajo. Por otro lado el tirante aguas abajo se desarrolla a través de una curva de depresión incrementándose hacia aguas arriba en régimen subcrítico.

En alguna sección A, el chorro que se desplaza desde la compuerta, tiene un tirante h^{1A} y requiere para la formación del resalto, un tirante conjugado h^{2A} , sin embargo el tirante real en esa sección es menor al requerido. Bajo estas condiciones el chorro líquido continúa su movimiento hacia aguas abajo, incrementando el tirante y por lo tanto reduciendo su energía cinética. En una sección G el tirante conjugado requerido h^{2A} alcanzara una magnitud equivalente al tirante existente, presentándose las condiciones para la formación de un resalto hidráulico. (Tirantes conjugadas: Dos alturas que poseen igual energía específica.)

Teóricamente se ha establecido la longitud del resalto mediante la ecuación:

$$L \text{ resalto: } 5(Y^2 - Y^1)$$

PROCEDIMIENTO

- Realiza el resalto hidráulico con la máxima pendiente que se pueda obtener en el canal.
- Encienda la motobomba
- Haga las pruebas del resalto hidráulico con dos obstáculos de profundidad de 5cm y de 10cm, para uno de los caudales.
- Inicie regulando la abertura de la válvula para caudales pequeños y vaya abriendo cada vez más la válvula para ir aumentando el caudal como mínimo cada 0.5 la abertura de la válvula
- Espere que se normalice o se estabilice las alturas (Y^1) “antes del resalto hidráulico” y (Y^2) “poco después del resalto hidráulico” y para ambas alturas o profundidades de la lamina de agua medirlas.

- Afore el caudal, por el método volumétrico en el tanque aforador.
- Mida tentativamente la longitud del resalto para uno de los obstáculos, con sus respectivos y por ende con sus pertinentes profundidades (Y_1 y Y_2).

MODELOS MATEMATICOS

Se presenta los modelos matemáticos para determinar los distintos valores que se pueden obtener como son la pérdida de energía y la eficiencia del resalto entre otros.

PERDIDA DE ENERGÍA

Se define como la diferencia de energías específicas antes y después del resalto.

$$E = E_1 - E_2 \frac{(Y_2 Y_1)}{(4Y_1 + Y_2)}$$

EFICIENCIA

Se define la eficiencia de un resalto hidráulico como la relación de energía específica después y antes del resalto

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

Por lo que se puede advertir, la eficiencia de un resalto hidráulico depende únicamente del número de froude antes del mismo. A medida que aumenta el número

$$F_1 = \frac{V_1}{\sqrt{2gY_1}}$$

“Numero de Froude”

De froude aumenta también la pérdida de energía. Por lo tanto el tirante antes y después del resalto hidráulico está en función del número de froude.

LONITUD DEL RESALTO HIDRAULICO

Teóricamente se ha establecido la longitud del resalto mediante la ecuación:

$$L \text{ resalto: } 5(Y^2 - Y_1^2)$$

Es aquella profundidad en donde se encuentra el fluido con la mínima energía:

$$Y_c = (q^2/g)^{1/3}$$

ENERGIA ESPECÍFICA

Para canales rectangulares la energía mínima es:

$$E_{min.} = (3/2) Y_c$$

La energía específica a una profundidad determinada está dada por la ecuación:

$$E = Y + V^2/2g$$

SALTO EN CANALES HORIZONTALES RECTANGULARES

Un salto hidráulico se formara en el canal si el número de froude del flujo, la profundidad del flujo Y_1 y una profundidad aguas abajo Y_2 satisfacen la ecuación:

$$\frac{Y_2}{Y_1} = \frac{1}{2(\sqrt{1 + 8F_1^2} - 1)}$$

$$F_1 = \frac{V_1}{\sqrt{g \cdot Y_1}}$$

6. COEFICIENTE DE MANNING (n) Y (c) DE CHEZY.

Para el diseño y dimensionamiento de las estructuras hidráulicas a superficie libre se han utilizado por muchos años ecuaciones de flujo uniforme. Estas ecuaciones son generalmente de fácil implementación e intentan relacionar la velocidad de flujo con otras variables geométricas e hidráulicas. Dentro de esas variables, es frecuente encontrar una que tiene en cuenta el llamado “coeficiente de resistencia”. Las ecuaciones que son comúnmente usadas involucran coeficientes como el de Manning (n), el de Chézy (C) o la rugosidad absoluta (Ks). Para calcular estos coeficientes es necesario medir la velocidad, la pendiente, la altura de la lámina de agua, el diámetro y la temperatura, para así llegar a la

determinación de los coeficientes anteriormente nombrados. A partir del estudio de las relaciones físicas y de herramientas matemáticas como un análisis estadístico por medio de derivadas parciales, se desarrolló e implementó un aplicativo computacional que permite el análisis de incertidumbre para los datos tomados. Se planteó una metodología para llegar a una medición precisa de coeficientes de resistencia hidráulica y asociarles una incertidumbre. Se realizaron pruebas de laboratorio y de campo que permitieron validar la metodología mencionada anteriormente.

La realización de los laboratorios es la parte del curso de Hidráulica y Mecánica de fluidos, que sirve para confirmar los conceptos teóricos desarrollados en clase, con el comportamiento real de los fenómenos físicos; para luego aplicar con confianza los conceptos teóricos en el estudio, diseño y construcción de sistemas hidráulicos y de manejo de fluidos en diferentes campos de la Ingeniería.

Por la estructura misma como se ha conformado este manual, es factible la realización independiente de cada uno de los laboratorios, aunque se recomienda desarrollarlos con la secuencia en que se presentan, ya que se han realizado teniendo en cuenta la totalidad del desarrollo teórico del curso. Los temas tratados en este manual, se considera de gran ayuda para las diferentes profesiones que tienen currículo encaminado hacia el manejo del Recurso Hídrico y en general los fluidos.

Con respecto a las dificultades de cálculo asociadas con el análisis del flujo en canales abiertos, los ingenieros, al tratar de hallar un método simple para los cálculos de descarga, han desarrollado fórmulas para el caso en que la línea de energía se supone paralela a la pendiente del fondo del canal.

Raras veces la pendiente del canal es uniforme en la naturaleza; la rugosidad y el área de la sección cambia entre una y otra sección. Por lo tanto resulta obvio que la aceleración no sea igual a cero en la práctica, pero el ahorro en las operaciones de cálculo, así como la eliminación de la incertidumbre asociada con la determinación de la verdadera descarga supuesta, hacen que valga la pena utilizar este enfoque. El flujo sin aceleración ni desaceleración se conoce como **FLUJO NORMAL**, que en canales abiertos se calcula por la fórmula de Chezy.

$$V = \frac{Q}{A} = C * \sqrt{R * S}$$

Donde: $C = \sqrt{\frac{8g}{\lambda}}$ C: Coeficiente de fricción

Para flujo laminar: $C = \frac{64}{R_e}$ y $R_e = \frac{V * d}{\nu}$ ν : Viscosidad Cinemática

“C” es el coeficiente de Chezy de resistencia del canal, un factor determinado experimentalmente. Basándose en un gran número de mediciones realizadas en el campo y en los canales de laboratorio, desde comienzos del siglo XIX, se

determinó el valor de “C” en unidades métricas como: $C = \frac{1}{n} R^{\frac{1}{6}}$ en

donde “n” es el llamado coeficiente de Manning, un factor de resistencia que se refiere a las condiciones del canal. En unidades inglesas la ecuación es:

$$C = \frac{1.486}{n} R^{\frac{1}{6}}$$

6.1. COEFICIENTE DE MANNING (n).

Es un factor de seguridad determinado experimentalmente solo para el agua. La ecuación de Manning con un valor constante de n, es aplicable únicamente a flujos turbulentos completamente rugosos. Un valor apropiado de n, es necesario tener un conocimiento cualitativo de los factores que afectan este valor, ya que en muchas situaciones aplicado, el valor (absoluto) de n, es una función de muchas variables.

6.2. FACTOR QUE AFECTAN EL COEFICIENTE DE RUGOSIDAD DE MANNING

El valor de n es una variable y depende de una cantidad de factores, al seleccionar un valor adecuado de n para diferentes condiciones de diseño, un

conocimiento de estos factores debe ser considerado. Los factores que ejercen la más grande influencia sobre el coeficiente de rugosidad en ambos canales, artificial y natural son entonces descritos a continuación:

a). Rugosidad de la Superficie.

Se presenta por el tamaño y la forma de los granos del material que forma el perímetro mojado y que producen un efecto retardante sobre el flujo. La superficie rugosa del perímetro de un canal proporciona un punto crítico de referencia en la estimación de n .

Cuando el material del perímetro es fino el valor de n es bajo y relativamente no es afectado por cambios en el tirante del flujo, sin embargo, cuando el perímetro es compuesto de grava y/o piedras el valor de n es mayor y puede variar significativamente con el tirante del flujo.

b). Irregularidad del Canal.

Comprende irregularidades en el perímetro mojado y variaciones en la sección transversal, tamaño y forma a lo largo de la longitud del canal. En los canales naturales, tales irregularidades son introducidas normalmente debido a la presencia de barras de arena, ondas arenosas, promotorias y depresiones, hoyos y relieves en el lecho del canal,.

En las variaciones graduales tienen un efecto insignificante sobre n , pero cambios abruptos mayores de n , de lo que podría esperarse si se considera únicamente la superficie rugosa del canal.

c). Obstrucción.

La presencia de troncos, pilares de puentes y semejantes tiende a aumentar n , el monto del aumento depende de la naturaleza de la obstrucción, su tamaño, forma, número y distribución.

d). Nivel de agua y descarga.

El valor n , en la mayoría de las corrientes decrece con el aumento en el nivel y en el caudal. Cuando el agua está baja las irregularidades del fondo del canal están expuestas y sus efectos se hacen pronunciados. Sin embargo, el valor de n ,

puede ser grande para niveles altos si los bancos son rugosos y con mucha vegetación.

6.3. DETERMINACIÓN DEL COEFICIENTE DE RUGOSIDAD MANNING.

Con el objeto de proporcionar una guía en la determinación apropiada, del coeficiente de rugosidad, se nombrarán cuatro caminos generales.

- Comprender los factores que afectan el valor de n , y así adquirir un conocimiento básico del problema y reducir el ancho campo de suposiciones.
- Consultar un cuadro de valores típicos n , para canales de varios tipos.
- Examinar y hacerse familiar con la aparición de algunos canales típicos cuyos coeficientes de rugosidad son conocidos.
- Determinar el valor de n , a través de un procedimiento analítico basado sobre la distribución teórica de la velocidad en la sección transversal del canal y sobre los datos de medidas de velocidad o de rugosidad.

6.7. CALCULOS Y RESULTADOS.

Para nuestro caso, el coeficiente “ n ” de rugosidad varía en el rango 0.01, 0.0075. Lo estimaremos partiendo del análisis de las fórmulas de Chezy - Manning y Darcy - Weisbach.

$$V = C * \sqrt{R * S} \quad (\text{Chezy}).$$

$$C = \frac{1}{n} R^{\frac{1}{6}} \quad (\text{Manning}).$$

Sustituyendo “ C ” en “ V ”:

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

Despejando "S".

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

De Darcy - Weisbach.

$$hf = \lambda \frac{L V^2}{D 2g}$$

$$\frac{hf}{L} = \frac{\lambda V^2}{D 2g}, \text{ pero } \frac{hf}{L} = S$$

Entonces

$$S = \frac{\lambda V^2}{D 2g}$$

Sabemos que:

$$R = \frac{A}{P} = \frac{\pi D^2}{4 \pi D} = \frac{D}{4}$$

Sustituyendo "D".

$$S = \frac{\lambda V^2}{4R 2g} = \frac{\lambda V^2}{8Rg}$$

Igualando las ecuaciones, tendremos:

$$\frac{V^2 n^2}{R^{\frac{4}{3}}} = \frac{\lambda V^2}{8Rg}$$

Simplificando y despejando "n"

$$n = \left(\frac{\lambda}{8g} \right)^{\frac{1}{2}} R^{\frac{1}{6}}$$

Para el canal rectangular de laboratorio tendremos: $n = \left(\frac{\lambda}{8g} \right)^{\frac{1}{2}} \left(\frac{by}{b+2y} \right)^{\frac{1}{6}}$ Como λ es función de $\frac{\varepsilon}{D}$ y Re

$$R_e = \frac{VD}{\nu} = \frac{Q}{A} * 4R = \frac{Q}{A} * 4 \left(\frac{by}{b+2y} \right) = \frac{4Qby}{by(b+2y)\nu} = \frac{4Q}{\nu(b+2y)}$$

$$\frac{\varepsilon}{D} = \frac{\varepsilon}{4R} = \frac{\varepsilon}{4 \left(\frac{by}{b+2y} \right)} = \frac{\varepsilon(b+2y)}{4by}$$

$\varepsilon = 0.05 \text{ mm}$ (Asumiendo como Rugosidad Absoluta).

$\nu = f$ (Temperatura)

Con las Ecuaciones podemos determinar el coeficiente de fricción λ del diagrama de Moody.

GUIA LABORATORIO DETERMINACION DE COEFICIENTES n DE MANNING Y c DE CHEZY

OBJETIVOS

- Determinar la pendiente del canal
- Hallar la velocidad del agua en el canal
- Hallar el coeficiente de fricción n de manning
- Hallar el coeficiente c de chezy
- Hallar el coeficiente c de chezy, en función del coeficiente n de manning y el radio hidráulico
- Determinar le porcentaje de error para n con los caudales

MATERIALES

- Canal de pendiente variable
- Agua
- Cronómetro
- Moto bomba sumergible
- Pie de rey o flexometro
- Tanque aforador o canecas
- Nivel o regleta

MARCO TEORICO

Un canal es un dispositivo para transportar líquidos, el movimiento del líquido se realiza por acción de la gravedad, gracias al desnivel del fondo de canal. La presión en la superficie del líquido es cero; es decir tan solo la presión atmosférica.

Las secciones de canales pueden ser rectangulares, trapeciales, triangulares, parabólicas, circulares, compuestas y en general en cualquier forma geométrica.

En tuberías el parámetro geométrico básico para diseño es el diámetro, mientras en canales el parámetro geométrico básico para diseño es el radio hidráulico R_h . Los canales, por lo general se diseñan para flujo permanente y uniforme, esto es que las características del flujo en un punto no varían con el tiempo, además la profundidad, pendientes, velocidad y sección recta permanece constantes. En otras palabras se cumple la ecuación de continuidad. Para el diseño de este tipo de canales la fórmula más utilizada es la de Manning, que no es otra cosa que una modalidad de la ecuación de Chezy.

PROCEDIMIENTO

- Disponga el canal con una pendiente S_1 y determínela.
- Alimente en canal con un caudal Q_1 , mediante el sistema de tuberías de suministro.
- Halle el caudal mediante el método volumétrico.

- Mida el ancho de la sección del canal y la profundidad del agua.
- Consigne los datos en una tabla.
- Con la misma pendiente, utilice otro caudal Q2 y repita el proceso y todos los caudales que obtenga al manipular la válvula reguladora de caudal.

MODELOS MATEMATICOS

Se presenta los modelos para determinar la velocidad mediante las ecuaciones de manning y chezy. Además el modelo para hallar el porcentaje de error.

Velocidad. Ecuación De Manning

Para hallar la velocidad por este método, es necesario conocer el caudal, la pendiente y el radio hidráulico.

- CAUDAL (Q) $Q = V / T$

Donde:

Q: Caudal (m³ / seg)

V: Volumen (m³)

T: Tiempo (seg)

- PENDIENTE $S = Z / L$

Donde:

S: Pendiente

Z: Diferencia de nivel (m)

L: Longitud del canal (m)

- RADIO HIDRAULICO $RH = A / P$

Donde:

RH: Radio hidráulico

A: Área (m²)

P: Perímetro (m)

- ECUACION DE MANNING $V = \frac{1}{n} R^{2/3} S^{1/2}$

Donde:

V: Velocidad (m/s)
 n: Coeficiente de rugosidad de manning.
 RH: Radio hidráulico.
 S: Pendiente

- Velocidad. Ecuación De Chezy $V = C (R H S)^{1/2}$

Donde:

V: Velocidad (m/ s)
 C: Coeficiente de rugosidad de chezy.
 RH: Radio hidráulico
 S: Pendiente.

PROCEDIMIENTO PARA DETERMINAR EL COEFICIENTE DE HAZEN WILLIAMS

Se describe a continuación el procedimiento para determinar el coeficiente C de Hazen - Williams y para determinar la rugosidad

COEFICIENTE DE HAZEN WILLIAMS

- Mida el diámetro interno de la tubería varias veces y promedie.
- Mida la distancia entre los piezómetros.
- Coloque la tubería sobre los soportes y chequee que la tubería quede horizontal (use la manguera para nivelar)
- Haga la lectura en los piezómetros
- Abra la llave y mida la altura piezométrica del agua, en cada uno de los piezometro.
- Afore un volumen de agua para determinado tiempo.

- Mida las distancias X y Y, (Alcance del chorro y la distancia comprendida desde el suelo hasta la mitad del orificio de la tubería).
- Repetir el procedimiento anterior para otra tubería.
- Repetir el proceso para otros 2 caudales
- Consignar los datos en una tabla.

RUGOSIDAD ABSOLUTA

- Mida el diámetro interno de la tubería varias veces y promedie.
- Mida la distancia entre los piezómetros.
- Coloque la tubería sobre los soportes y chequee que la tubería quede horizontal (use la manguera para nivelar)
- Haga la lectura en los piezómetros
- Abra la llave y mida la altura piezométrica del agua, en cada uno de los piezómetros.
- Mida las distancias X y Y, (Alcance del chorro y la distancia comprendida desde el suelo hasta la mitad del orificio de la tubería).
- Repetir el procedimiento anterior para otra tubería.
- Repetir el proceso para otros 2 caudales
- Consignar los datos en una tabla

MODELOS MATEMÁTICOS

Los modelos matemáticos para el desarrollo del presente laboratorio se fundamentan en las ecuaciones de Hazen – Williams y Darcy – Weisbach, y en el porcentaje de error.

COEFICIENTE DE FRICCIÓN - HAZEN WILLIAMS

Para determinar este coeficiente se requiere conocer primero el área de la sección de la tubería, la velocidad del fluido y el caudal.

AREA (A)

$$A = (\pi * D^2) / 4$$

Donde:

A: área

D: Diámetro (m)

VELOCIDAD (V)

$$V = \sqrt{Xg/2y}$$

Donde:

V: velocidad de salida del chorro (igual a la velocidad del agua dentro de la tubería m/s)

X: Alcance del chorro (m).

Y: Distancia vertical (m).

g: Gravedad (m/sg²).

CAUDAL (Q)

$$Q = V * A$$

Donde:

Q: Caudal (m³/s)

V: Velocidad (m/s).

A: Área (m²).

COEFICIENTE DE FRICCION (C)

$$C = \left\{ \frac{10.64 * Q^{1.85} * L}{hf * D^{4.87}} \right\}^{1/1.85}$$

Donde:

C: Coeficiente de fricción de Hazen - Williams

Q: Caudal (m³/s).

L: Longitud (m).

hf: Perdida de carga (m).

D: Diámetro (m).

PERDIDAS POR FRICCION - DARCY WEISBACH

Para determinar este coeficiente se requiere conocer primero el área de la sección de la tubería, la velocidad del fluido, el caudal y el número de Reynolds. Además, se necesita la ecuación de Colebrook.

AREA (A)

$$A = (\pi \cdot D^2) / 4$$

Donde:

D: Diámetro (m)

VELOCIDAD (V)

$$V = X \left\{ \frac{g}{2y} \right\}^{1/2}$$

Donde:

V: velocidad de salida del chorro (igual a la velocidad del agua dentro de la tubería m/s)

X: Alcance del chorro (m).

Y: Distancia vertical (m).

g: Gravedad (m/s²).

CAUDAL (Q)

$$Q = V \cdot A$$

Donde:

Q: Caudal (m³/s)

V: Velocidad (m/s).

A: Área (m²).

NUMERO DE REYNOLDS

$$Re = (D \cdot V) / \eta$$

Donde:

Re: Numero de Reynolds

D: diámetro

V: velocidad

η : viscosidad cinemática del fluido (m^2 / s)

ECUACION DE COLEBROOK:

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log_{10} \left(\frac{k/D}{3,7} + \frac{2,51}{Re\sqrt{\lambda}} \right)$$

Donde:

λ : Factor de fricción

K

\overline{D} = rugosidad absoluta (m)

Re: Numero Reynolds

Para el caso particular de tuberías lisas la rugosidad relativa, es decir la relación entre la rugosidad en las paredes de la tubería y el diámetro de la misma, es muy pequeño con lo que el término k / D es muy pequeño y puede despreciarse el primer sumando situado dentro del paréntesis de la ecuación anterior. Quedando en este caso particular la ecuación del siguiente modo:

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = 2 \log_{10} (Re\sqrt{\lambda}) - 0,8$$

PÉRDIDAS POR FRICCIÓN PRIMARIAS

$$hf = f (L/D) (V^2/2g)$$

Donde:

hf : pérdidas por fricción primaria (m)
f : coeficiente de fricción
L: Longitud (m).
hf: Perdida de carga (m).
D: Diámetro (m).
V: velocidad (m/s)
g: Gravedad (m/s²).

PORCENTAJE DE ERROR %E

$$\% E = |(X_o - X_i) / X_o| * 100$$

Donde:

% E: Porcentaje de error
X_o : Parámetro tomado como patrón
X_i : Parámetro que se pretende comparar

7. LA FUNCIÓN FUERZA ESPECÍFICA EN CANALES

El flujo libre de un líquido en un canal se explica y predice con la aplicación de un número reducido de principios físicos clásicos básicos: el teorema de transporte de Reynolds, la segunda ley de Newton sobre el movimiento, la ley de gravitación universal de Newton, la ley de viscosidad de Newton y las leyes de la termodinámica.

Aplicar las leyes de la termodinámica al flujo libre conduce a la ecuación de la Energía; mientras que aplicar el conjunto de las leyes de movimiento a este flujo, conduce a la ecuación que describe el delicado equilibrio del flujo uniforme en canales. De igual manera, puede decirse que aplicar el teorema del transporte de Reynolds al caso del flujo libre, conduce a las expresiones de transporte de la masa, de la cantidad de movimiento lineal y de la cantidad de movimiento angular.

A su vez, el conjunto de esas expresiones es la base para explicar y predecir el reposo y el movimiento de los fluidos en general y de los líquidos en particular.

Algunos fenómenos hidráulicos se explican o predicen con la aplicación de la Ecuación de la energía, otros con la aplicación del principio del transporte de la Cantidad de movimiento. En muchas situaciones ambos enfoques se complementan. Para la aplicación del transporte de la cantidad de movimiento en canales es necesario estudiar la función fuerza específica. Aquí se muestran las características de esa función, que posteriormente permitirá estudiar la ecuación de transporte de cantidad de movimiento lineal o momentum en flujo libre en canales.

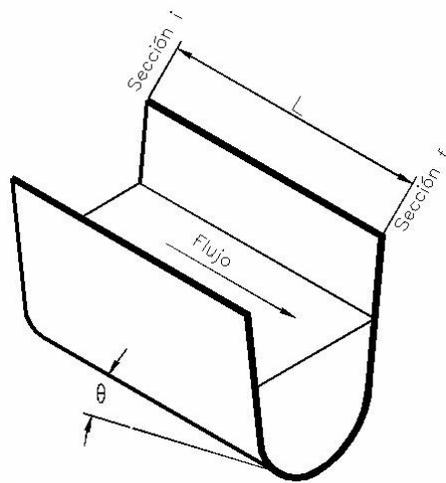
7.1. LA FUNCIÓN FUERZA ESPECÍFICA

Para estudiar el transporte de cantidad de movimiento en la dirección paralela al fondo de un canal con flujo permanente e incompresible, se considera un volumen de control y se obtiene:

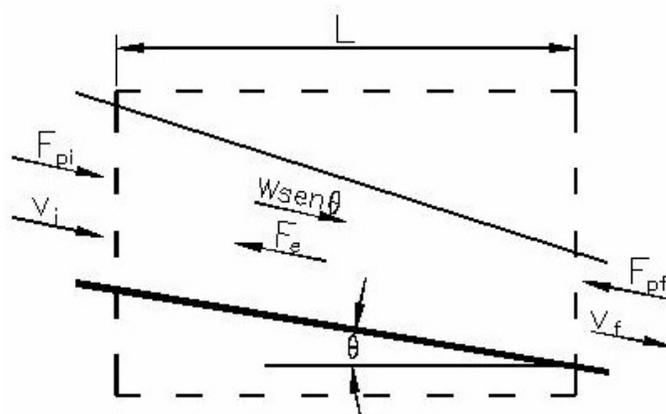
$$F_{p_i} - F_{p_f} + W \sin \theta - F_e = -\beta \rho \frac{Q^2}{A_i} + \beta \rho \frac{Q^2}{A_f}$$

donde β es el coeficiente de corrección de cantidad de movimiento de Boussinesq, que aquí se considerará constante e independiente de la sección estudiada y de la altura del flujo. Si se requiere tener en cuenta esta variación, puede seguirse el procedimiento indicado por Naranjo (2000). Este coeficiente transforma el flujo de la cantidad de movimiento a través de la sección, donde existe una distribución de velocidad, v_h , en términos de la velocidad media del flujo en la sección, v , que a su vez se obtiene con la continuidad del flujo volumétrico, $v=Q/A$:

$$\int \rho v^2 dA = \beta \rho v^2 A$$



Volumen de control para el análisis de la cantidad de movimiento.



Sección longitudinal para el análisis de la cantidad de movimiento.

Si se reordenan los términos y se divide por el peso específico, se llega a la siguiente expresión

$$\left(\frac{F_{pi}}{\gamma} + \beta \frac{Q^2}{gA_i} \right) - \left(\frac{F_{pf}}{\gamma} + \beta \frac{Q^2}{gA_f} \right) = \frac{F_e}{\gamma} - v \sin \theta$$

A cada término entre paréntesis se le conoce como la fuerza específica en la Sección, y se denota con la letra M:

Esta expresión reúne el empuje específico estático que ejerce el resto del flujo sobre el volumen de control y el empuje específico dinámico en la sección, que es el flujo de cantidad de movimiento a través de ésta. La fuerza estática total en la sección es:

$$F_p = \int p dA$$

Ahora, si se puede ignorar la curvatura de las líneas de corriente (Naudascher, 2001) y se acepta la distribución uniforme de la velocidad, la fuerza estática sobre la sección se puede obtener con:

$$F_p = \bar{p} A$$

Donde la presión en el centro de área es:

$$\bar{p} = \gamma \bar{h} \cos \theta$$

Además se tiene que la profundidad del centro de área es una fracción particular de la altura del flujo en la sección, que depende de la forma y tamaño de la sección transversal

$$\bar{h} = kh$$

De manera que:
$$\frac{F_p}{\gamma} = khA \cos \theta$$

Se obtiene la función fuerza específica o ímpetu (Newton, 1687) en la Sección:

$$M = khA \cos \theta + \beta \frac{Q^2}{gA}$$

7.2. Características de la función fuerza específica

La función fuerza específica tiene dimensiones de longitud al cubo y está definida para todo valor no nulo de la profundidad (figura 4). La fuerza específica es asintótica a la profundidad cero, tiene concavidad positiva en el dominio positivo, tiene un punto de inflexión ($d^2M/dy^2=0$) en un valor negativo de la profundidad y un intercepto ($M=0$) en la profundidad negativa que cumplen lo expresado en:

$$A_{inf} = \frac{2T_{inf} + h_{inf} \left(\frac{dT}{dh} \right)_{inf}}{\left(\frac{2T_{inf}^2}{A_{inf}} - \left(\frac{dT}{dh} \right)_{inf} \right) \beta \frac{Q^2}{g}}$$

En los casos particulares de secciones rectangular y triangular el punto de inflexión coincide con el intercepto. La función fuerza específica (10), en el rango de valores positivos de la profundidad, tiene un valor mínimo relativo a una profundidad que se conoce como profundidad crítica y a esa fuerza específica se le conoce como fuerza específica crítica, o mínima. Para un valor dado de la fuerza específica existen tres profundidades que lo satisfacen. Si el tal valor dado es mayor que la fuerza específica mínima existirán tres valores de profundidad que satisfacen la función, dos positivos diferentes entre sí y uno negativo.

Si la fuerza específica es la mínima habrá dos valores de profundidades positivas iguales entre sí, que corresponden precisamente a la profundidad crítica, y una profundidad negativa. Si la fuerza específica es menor que la mínima, la solución estará formada por una pareja de valores complejos conjugados entre sí y por un valor negativo de la profundidad. Para todo valor de M mayor que el mínimo, existen dos posibles profundidades positivas de flujo que se conocen como profundidades conjugadas: una de ellas, mayor que la profundidad crítica, es la

profundidad secuente, que corresponde al estado subcrítico y la otra, menor que la profundidad crítica, está asociada al estado supercrítico del flujo

La fuerza específica mínima es el ímpetu mínimo que se requiere en una sección de flujo para mantener el movimiento del flujo. Si el impulso en una sección es inferior a este valor mínimo el flujo se remansa para acumular mayor cantidad de movimiento que a su vez permita transportar la masa fluida. Mientras se acumula esa cantidad de movimiento el flujo deja de ser permanente y se conoce como flujo no permanente.

Si la ecuación que describe el comportamiento de la función fuerza específica se deriva con respecto a la profundidad de flujo, se obtiene:

$$\frac{dM}{dY} = K \cos \theta \left(\frac{dh}{dy} A + h \frac{dh}{dy} \frac{dA}{dh} \right) - \beta \frac{Q^2}{gA^2} \frac{dA}{dh} \frac{dh}{dy}$$

Combinar esta expresión con (11), (12) y la continuidad del flujo, permite obtener, en condiciones de fuerza específica mínima⁴ ($dM/dy=0$):

$$K \frac{A_c}{T_c} \cos \theta + K h_c \cos \theta = \beta \frac{V_c^2}{g}$$

Y por consiguiente:

$$\frac{V_c}{\sqrt{\frac{g}{\beta} k (D_c +) h_c \cos \theta}} = 1$$

Que no es más que una forma del número de Froude para el estado crítico de flujo, en el sentido de la fuerza específica mínima, diferente del criterio crítico a partir del flujo de energía, o del flujo de masa (Naranjo, 2000)⁵. De esta manera, puede definirse el número de Froude así:

$$F_{\beta} = \sqrt{\frac{V}{\frac{g}{\beta} k (D + h) \cos \theta}}$$

y convertirlo a una expresión que contenga sólo elementos geométricos

$$F_{\beta}^2 = \frac{\beta Q^2}{gk (D + h) A^2 \cos \theta}$$

Con la expresión general para la fuerza específica en la condición mínima, Combinada con, también en estado crítico, se obtiene

$$M_c = K A_c (2h_c + D_c) \cos \theta$$

7.3. LA FUNCIÓN FUERZA ESPECÍFICA REDUCIDA EN CANALES (M')

La función fuerza específica adopta valores diferentes de acuerdo con el caudal que transporta el canal. Se puede obtener una expresión adimensional e independiente del caudal a partir de una reducción de las variables respecto a las condiciones críticas.

Así, a partir del número de Froude, en estado crítico, se puede escribir:

$$h_c A_c \cos \theta = \frac{\beta Q^2}{gk \left(\frac{D_c}{h_c} + 1\right) A_c}$$

Ahora, la relación se adopta como factor para obtener las formas adimensionales de la función y las variables de flujo crítico se usan para definir otras variables adimensionales, así:

$$\dot{M} = \frac{M}{h_c A_c \cos \theta}$$

$$\hat{Y} = \frac{Y}{Y_c}$$

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

De manera que es posible obtener:

$$\hat{M} = K\hat{Y}\hat{A} + \frac{K \left(\frac{d_c}{h_c} + 1 \right)}{\hat{A}}$$

Esta expresión es la función de fuerza específica reducida para cualquier sección transversal de canal.

Mediante procedimientos análogos puede obtenerse la expresión para la fuerza específica reducida en canales con otras secciones transversales.

Finalmente, vale la pena resaltar que la ecuación para la fuerza específica reducida, es adimensional y representa una familia de curvas, independientemente del caudal que circule por el canal y de su pendiente.

GUIA DE LABORATORIO DE ENERGÍA ESPECÍFICA EN CANALES RECTANGULARES

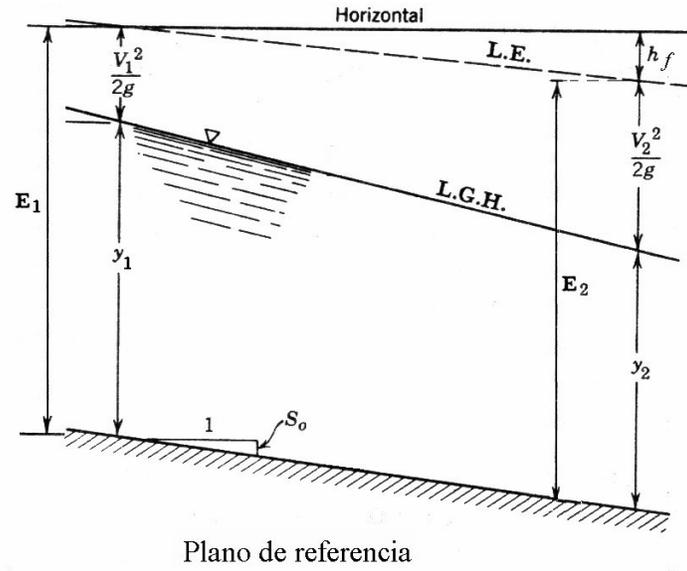
OBJETIVOS

- Calcular la profundidad crítica 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.

GENERALIDADES

Para cualquier sección de un canal, se llama energía específica a la energía por unidad de peso del líquido en movimiento con relación a la solera, como se observa en Figura.

No es posible predecir el carácter del cambio de la energía específica entre las secciones 1 y 2. Es claro que la energía total debe disminuir, pero la energía específica puede aumentar o disminuir dependiendo de otros factores como la resistencia al flujo, la forma de la sección transversal, etc.



Energía específica en un canal a flujo libre.

Definiendo la energía específica como la distancia vertical entre el fondo del canal y la línea de energía se tiene:

$$E = Y + \frac{V^2}{2g}$$

E: energía específica.

Y: profundidad de la lámina del líquido.

V: velocidad media del flujo.

g : aceleración de la gravedad

$$V = \frac{Q}{A}$$

En función del caudal se tiene:

$$E = Y + \frac{V^2}{2gA^2}$$

A: área de la sección hidráulica.

Para canales rectangulares solamente, utilizando el caudal por unidad de ancho, $q = Q/b$, la ecuación se transforma así:

$$E = Y + \frac{q^2}{2gY^2}$$

q : caudal por unidad de ancho.
 b : ancho de la solera del canal.

Para caudal constante y canal rectangular, la energía específica es función únicamente de la profundidad de flujo y su variación se muestra en la siguiente figura:

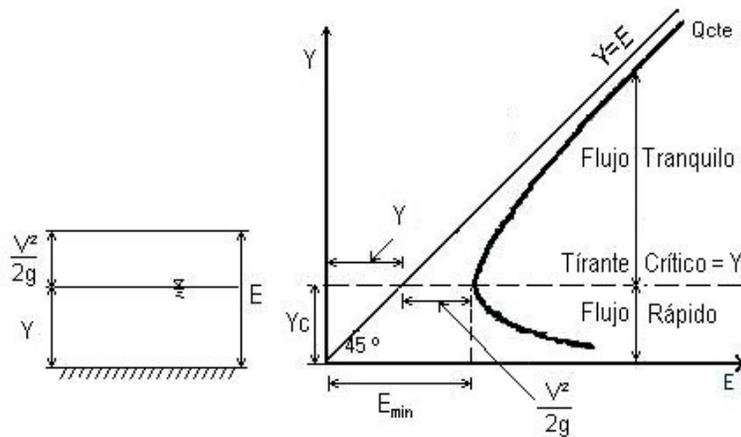


Diagrama de energía específica.

Según la figura anterior se presenta un valor mínimo de la energía específica para una única que la mínima, el flujo se puede realizar con dos profundidades diferentes $Y_1 < Y_c$ ó $Y_2 > Y_c$.

Teniendo en cuenta que para caudal constante la velocidad varía inversamente con la profundidad, las velocidades correspondientes a profundidades menores que Y_c son mayores que las correspondientes a profundidades mayores que Y_c .

CLASIFICACIÓN DEL FLUJO

De acuerdo a lo anterior se tienen los siguientes tipos de flujo:

- Flujo lento o subcrítico : $Y > Y_c$ $V < V_c$ $FR < 1$. $S < S_c$.

- Flujo crítico $Y = Y_c V = V_c F_R = 1. S = S_c.$
- Flujo rápido o supercrítico: $Y < Y_c V > V_c F_R > 1. S > S_c.$

Y_c : profundidad crítica.

S_c : pendiente crítica.

$c_h V = gY$: velocidad crítica, velocidad de propagación de una onda pequeña sobre la superficie de profundidad Y_h .

$Y_h = A/B$: profundidad hidráulica.

A: área de mojada.

B: ancho de la superficie libre.

F_R : número de Froude, relación entre la velocidad del flujo y la velocidad crítica V_c ,

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

Para canal rectangular $B = b, Y_h = Y.$

En los flujos subcríticos y supercríticos las velocidades son menores y mayores que la V_c respectivamente, por lo tanto en el flujo subcrítico aparecerán pequeñas ondas superficiales avanzando corriente arriba, mientras que en el flujo supercrítico dichas ondas serán barridas corriente abajo, formando un ángulo b ; este tipo de ondas se denominan ondas diamantes.

De la figura también se puede observar el comportamiento de la energía específica es diferente si el flujo es supercrítico o subcrítico:

- Si el flujo es subcrítico y la profundidad de flujo Y aumenta, la energía específica aumentará y viceversa.
- Si el flujo es supercrítico y la profundidad de flujo Y aumenta, la energía específica disminuirá.

La profundidad crítica se presenta cuando la energía específica es mínima, es decir

$$\frac{dE}{dY} = 0$$

Así, la ecuación general de flujo crítico es:

$$\frac{Q^2 B_c}{g A_c^3} = 1$$

En donde:

B_c : ancho superficial del agua en la condición de flujo crítico.

A_c : área mojada en la condición de flujo crítico.

Para un canal rectangular se tiene:

$$A_c = B_c Y_c \quad , \quad q = \frac{Q}{B_c} \quad \text{y} \quad B_c = b : \\ Y_{c = \left[\frac{q^2}{g} \right]^{\frac{1}{3}}}$$

De donde se observa que la profundidad crítica depende solamente del caudal y de la geometría del canal, no depende de la rugosidad ni de la pendiente.

La energía específica mínima en canal rectangular es:

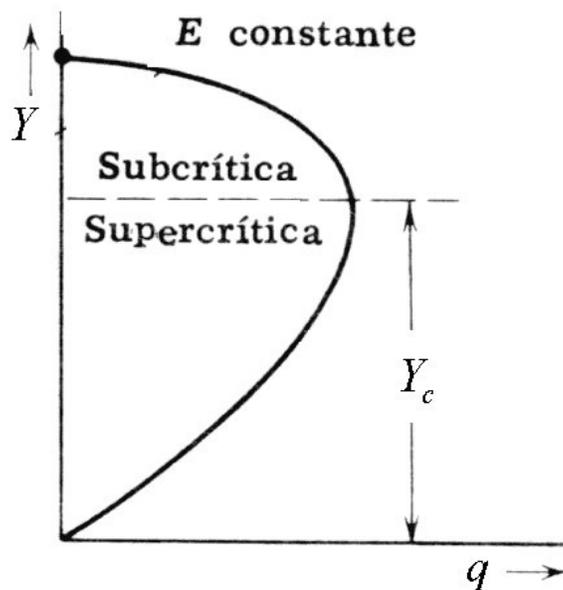
$$E_{min} = Y_c + \frac{V_c^2}{2g} \quad ; \quad \text{Entonces:} \quad E_{min} = \frac{3}{2} Y_c$$

Si se mantiene constante la energía específica, y se despeja el caudal se tiene:

$$Q = A \sqrt{2g(E - Y)}$$

Para un canal rectangular $A = b \cdot Y$

$$q = \frac{Q}{b} = Y \sqrt{2g(E - Y)}$$



Variación del caudal con la profundidad (curva q).

En canales muy largos se podrá establecer el flujo crítico uniforme si se dispone de una *pendiente crítica*, S_c ; se puede derivar una expresión sencilla para S_c para un canal con flujo uniforme igualando la ecuación general de flujo crítico y alguna expresión de resistencia al flujo, por ejemplo Manning, así la ecuación para la pendiente crítica será:

$$S_c = \frac{gA_c n^2}{B_c R_c^{\frac{4}{3}}}$$

En donde:

g : aceleración de la gravedad.

A_c : área correspondiente a la profundidad crítica.

n : coeficiente de resistencia al flujo de Manning.

B_c : ancho de la superficie correspondiente a la profundidad crítica.

R_c : Radio Hidráulico correspondiente a la profundidad crítica.

Pendientes mayores que la profundidad crítica producirán flujos supercríticos, mientras que pendientes menores producirán flujos subcríticos.

CONCLUSIONES

- Se concluye que La Corporación Universitaria Minuto de Dios Girardot (Cundinamarca), carece de los instrumentos necesarios para el desarrollo complementario de las materias (créditos académicos) correspondientes a prácticas de Laboratorio de (hidráulica), por lo cual la universidad se ha visto obligada a desarrollar dichas actividades incurriendo en gastos económicos como transporte de los alumnos(estudiantes) y logística de los lugares a visitar ubicados en otras universidades que se encuentran fuera de la ciudad.
- Los alumnos (estudiantes) presentan una gran (quitar) deficiencia en la aplicación de los conocimientos adquiridos en las horas presenciales de los diferentes materias (créditos académicos del área de hidráulica), debido a la mínima interacción teorico-practica con los laboratorios de Hidráulica(quitar) por parte de los estudiantes del ciclo básico del programa de ingeniería civil.
- No se cuenta con la infraestructura necesaria para desarrollar los diferentes ejercicios teórico – prácticos, con la intensidad pretendida por los estudiantes para un mejor desempeño en las diferentes áreas de la Hidráulica.
- Muchos de los estudiantes que trabajan no pueden asistir a las prácticas requeridas ya que estas, se realizan en un horario extracurricular.

RECOMENDACIONES

- Se recomienda la adecuación de los lugares donde se pretenden instalar los respectivos laboratorios de Hidráulica, en donde se realizarán los ensayos correspondientes de cada uno de ellos propuestos por el docente.
- Se recomienda aumentar la intensidad horaria prevista para la práctica de laboratorio, debido a que es más productivo el aprendizaje basado en la práctica y no solo en el salón de clase.
- Se recomienda realizar los ensayos pendientes para este Laboratorio que corresponden a La Canaleta Parshall, Flujo en Canales y Ecuación de Continuidad.
- Se recomienda realizar el mantenimiento periódico necesario para el laboratorio de Hidráulico de Canales para un mejor funcionamiento y beneficio para la institución.
- Se recomienda que los laboratorios del área de hidráulica se le asigne un monitor (estudiante) que este en la capacidad de orientar a los estudiantes al desarrollo idóneo de los respectivos ensayos, promoviendo en los estudiantes el interés por la investigación.

BIBLIOGRAFIA

- GILES V, Ronald. Mecánica de Fluidos e Hidráulica. 2ª Edición, México M.C Graw Hill 1993.
- SOTELO A, Gilberto. Hidráulica General. Volumen 1. Limusa. 1996.
- KING W, Horace. Manual de Hidráulica. Limusa. 1995-
- VEN TE, Chow. Hidráulica de Canales Abiertos. M.C Graw Hill. 2004.
- RODRIGUEZ DIAZ, Héctor Alfonso. Hidráulica Experimental. Primera Edición. Escuela Colombiana de Ingeniería, 2001.

ANEXOS

Se anexan al trabajo registro fotográfico de las visitas a laboratorios similares que se utilizaron como base para la construcción del mismo.



















CÁLCULOS, GRÁFICAS Y ANÁLISIS DE DATOS
LABORATORIO 1. ENSAYO DE RESALTO HIDRÁULICO

S(%)=2%

Resalto producido por el obstáculo de profundidad 0,05 m

Abertura de la valvula	N final-Ninicial (m)	Volumen aforado (m ³)	Tiempo de aforo en sg			Caudal Promedio (m ³ /Sg)	Y1 (m)	Y2 (m)	Long. Resalto hidraulico experimental(m)
			Tiempo A	Tiempo B	Tiempo Promedio				
2	0,15	0,12	28,79	29,44	29,115	0,0041216	0,039	0,097	0,38
3	0,15	0,12	24,66	24,03	24,345	0,0049291	0,041	0,11	0,54
4	0,15	0,12	21,47	20,02	20,745	0,0057845	0,043	0,116	0,6
5	0,15	0,12	19,72	19,92	19,82	0,0060545	0,044	0,117	0,605
6	0,15	0,12	20,54	20,4	20,47	0,0058622	0,044	0,118	0,71
7	0,15	0,12	19,65	19,59	19,62	0,0061162	0,045	0,12	0,695
10	0,15	0,12	20,03	20,34	20,185	0,005945	0,046	0,121	0,658

INSTALACIÓN Y MONTAJE DEL LABORATORIO DE HIDRÁULICA DE CANALES

Resalto producido por el obstáculo de profundidad 0,10 m

Abertura de la valvula	N final-Ninicial (m)	Volumen aforado (m)	Tiempo de aforo en sg			Caudal Promedio (m ³ /Sg)	Y1 (m)	Y2 (m)	Long. Resalto hidraulico experimental(m)
			Tiempo A	Tiempo B	Tiempo Promedio				
2	0,15	0,12	29,99	30,03	30,01	0,0039987	0,042	0,09	0,4
3	0,15	0,12	24,33	24,6	24,465	0,004905	0,05	0,095	0,31
4	0,15	0,12	20,85	20,99	20,92	0,0057361	0,055	0,104	0,34
5	0,15	0,12	19,32	19,16	19,24	0,006237	0,055	0,108	0,422
6	0,15	0,12	18,57	19,53	19,05	0,0062992	0,058	0,104	0,335
7	0,15	0,12	19,12	19,15	19,135	0,0062712	0,06	0,11	0,4
10	0,15	0,12	17,88	18,19	18,035	0,0066537	0,06	0,114	0,4

CÁLCULOS:

1. Resalto prof: 0,05m

Q (m ³ /sg)	A1 (m ²)	V1 (m/sg)
0,0041216	0,0078	0,5284086
0,0049291	0,0082	0,6011151
0,0057845	0,0086	0,6726193
0,0060545	0,0088	0,6880103
0,0058622	0,0088	0,6661633
0,0061162	0,009	0,6795787
0,005945	0,0092	0,6461966

Resalto prof. 0,05m

Q (m ³ /sg)	A2 (m ²)	V2 (m/sg)
0,0041216	0,0194	0,2124529
0,0049291	0,022	0,224052
0,0057845	0,0232	0,249333
0,0060545	0,0234	0,2587389
0,0058622	0,0236	0,2483999
0,0061162	0,024	0,254842
0,005945	0,0242	0,2456615

2. Resalto prof 0,10m

Q (m ³ /sg)	A2 (m ²)	V2 (m/sg)
0,0041216	0,0194	0,2124529
0,0049291	0,022	0,224052
0,0057845	0,0232	0,249333
0,0060545	0,0234	0,2587389
0,0058622	0,0236	0,2483999
0,0061162	0,024	0,254842
0,005945	0,0242	0,2456615

Resalto prof 0,10m

Q (m ³ /sg)	A2 (m ²)	V2 (m/sg)
0,003998667	0,018	0,2221482
0,004904966	0,019	0,2581561
0,005736138	0,0208	0,2757758
0,006237006	0,0216	0,2887503
0,006299213	0,0208	0,3028468
0,006271231	0,022	0,2850559
0,006653729	0,0228	0,2918302

Numero De

Froude



UNIMINUTO
Corporación Universitaria Minuto de Dios

INSTALACIÓN Y MONTAJE DEL LABORATORIO DE HIDRÁULICA DE CANALES

1. Numero de Froude para resalto prof. 0,05m

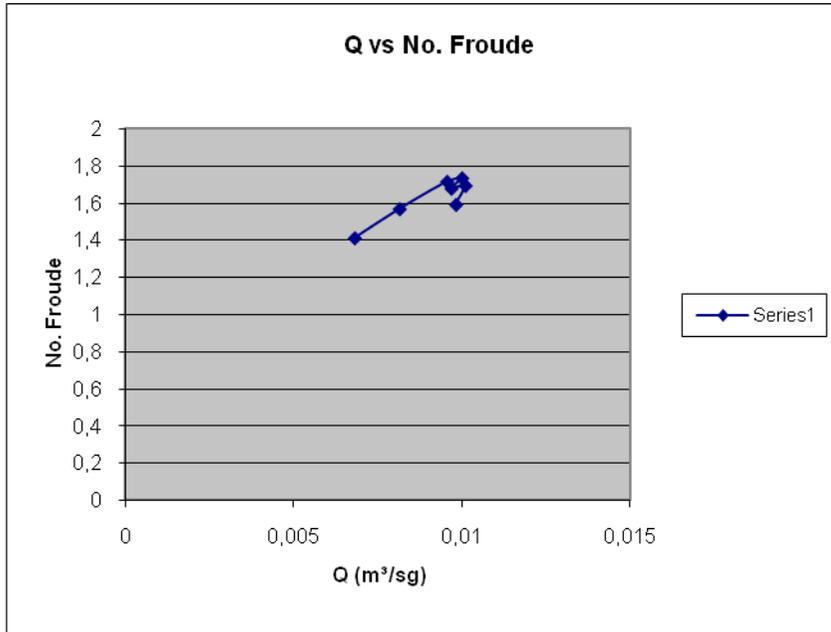
V (m/sg)	g (m/sg ²)	Y1 (m)	No. Froude	Tipo de Flujo	Tipo Resalto
0,5284086	9,81	0,039	0,8542855	Supercritico	Debil
0,6011151	9,81	0,041	0,9478316	Supercritico	Debil
0,6726193	9,81	0,043	1,0356205	Supercritico	Ondular
0,6880103	9,81	0,044	1,0472107	Supercritico	Ondular
0,6661633	9,81	0,044	1,0139578	Supercritico	Debil
0,6795787	9,81	0,045	1,0228194	Supercritico	Debil
0,6461966	9,81	0,046	0,9619472	Supercritico	Debil

2. Numero de Froude para resalto prof. 0,10m

V (m/sg)	g (m/sg ²)	Y1 (m)	No. Froude	Tipo de Flujo	Tipo Resalto
0,4760318	9,81	0,042	0,7416121	Supercritico	Debil
0,4904966	9,81	0,05	0,7003522	Supercritico	Debil
0,5214671	9,81	0,055	0,7099226	Supercritico	Debil
0,5670006	9,81	0,055	0,7719117	Supercritico	Debil
0,5430356	9,81	0,058	0,7199126	Supercritico	Debil
0,5226026	9,81	0,06	0,6811792	Supercritico	Debil
0,5544774	9,81	0,06	0,7227261	Supercritico	Debil

GRÁFICOS DE CAUDAL VS No. DE FROUDE

Prof. 0,05m

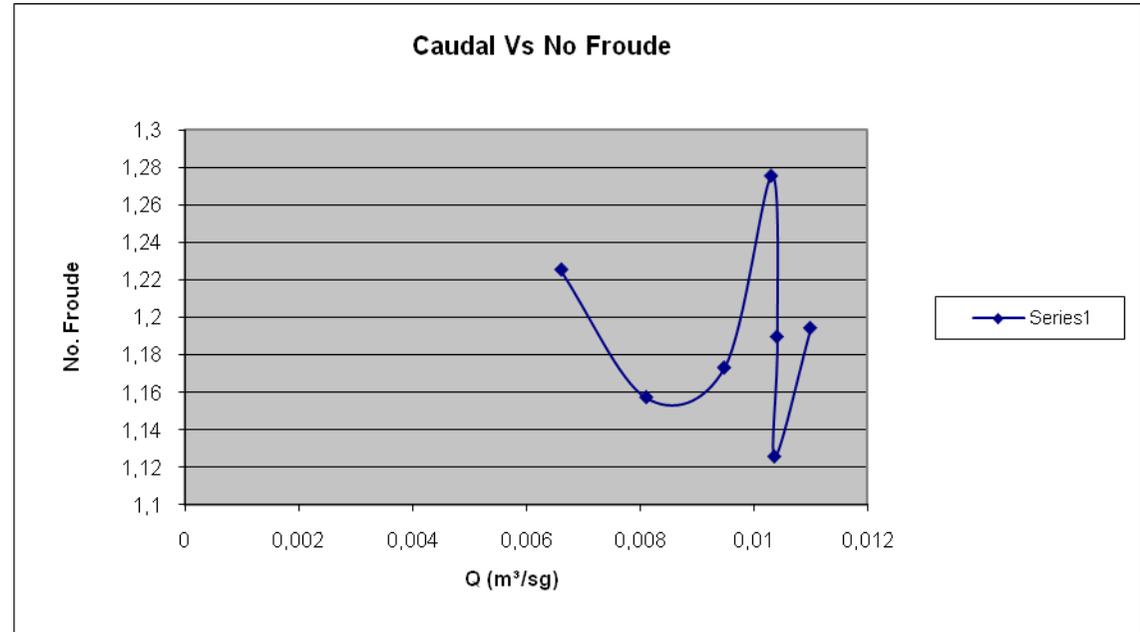


Profundidad Critica $Y_c = (q^2/g)^{1/3}$

q: Caudal unitario

g: Gravedad

Prof. 0,10m



INSTALACIÓN Y MONTAJE DEL LABORATORIO DE HIDRÁULICA DE CANALES

1. Prof de resalto de 0,05m

Q (m³/sg)	b m	q (m²/sg)
0,004121587	0,2	0,0206079
0,004929144	0,2	0,0246457
0,005784526	0,2	0,0289226
0,00605449	0,2	0,0302725
0,005862237	0,2	0,0293112
0,006116208	0,2	0,030581
0,005945009	0,2	0,029725

q²	g (m/sg²)	Yc (m)
0,0004247	9,81	0,0351129
0,0006074	9,81	0,0395614
0,0008365	9,81	0,0440152
0,0009164	9,81	0,0453742
0,0008591	9,81	0,0444085
0,0009352	9,81	0,045682
0,0008836	9,81	0,0448255

2. Prof de resalto de 0,10m

q²	g (m/sg²)	Yc (m)
0,0003997	9,81	0,0344113
0,0006015	9,81	0,0394319
0,0008226	9,81	0,0437693



UNIMINUTO
Corporación Universitaria Minuto de Dios

INSTALACIÓN Y MONTAJE DEL LABORATORIO DE HIDRÁULICA DE CANALES

0,0009725	9,81	0,0462815
0,000992	9,81	0,0465888
0,0009832	9,81	0,0464507
0,0011068	9,81	0,0483208

Q (m³/sg)	b m	q (m²/sg)
0,003998667	0,2	0,0199933
0,004904966	0,2	0,0245248
0,005736138	0,2	0,0286807
0,006237006	0,2	0,031185
0,006299213	0,2	0,0314961
0,006271231	0,2	0,0313562
0,006653729	0,2	0,0332686

Energía Especifica = $Y + (V^2/2g)$

1. Prof de resalto de 0,05m

V²	2g (m/sg²)	Y (m)	Energia Especifica
0,2792156	19,62	0,039	0,0532312
0,3613393	19,62	0,041	0,0594169
0,4524168	19,62	0,043	0,066059
0,4733581	19,62	0,044	0,0681263
0,4437736	19,62	0,044	0,0666184
0,4618272	19,62	0,045	0,0685386
0,41757	19,62	0,046	0,0672829

2. Prof de resalto de 0,10m

V²	2g (m/sg²)	Y (m)	Energia Especifica
0,6185968	19,62	0,042	0,0735289
0,6567617	19,62	0,05	0,0834741
0,7423172	19,62	0,055	0,0928347



UNIMINUTO
Corporación Universitaria Minuto de Dios

INSTALACIÓN Y MONTAJE DEL LABORATORIO DE HIDRÁULICA DE CANALES

0,8776124	19,62	0,055	0,0997305
0,8049934	19,62	0,058	0,0990292
0,7455535	19,62	0,06	0,0979997
0,8392734	19,62	0,06	0,1027764

Eficiencia de Resalto

1. Prof de resalto de 0,05m

Y2 (m)	V2 ² (m ² /sg ²)	2g (m/sg ²)	Y1 (m)	V1 ² (m ² /sg ²)	2g (m/sg ²)	Eficiencia
0,097	0,1232143	19,62	0,039	0,762211414	19,62	1,3266765
0,11	0,1370356	19,62	0,041	0,986395266	19,62	1,2816708
0,116	0,1697053	19,62	0,043	1,235021338	19,62	1,1765273
0,117	0,1827508	19,62	0,044	1,292187684	19,62	1,1497694
0,118	0,1684374	19,62	0,044	1,211426898	19,62	1,1970835
0,12	0,1772874	19,62	0,045	1,260710056	19,62	1,1810391
0,121	0,1647442	19,62	0,046	1,139895607	19,62	1,2430203

2. Prof de resalto de 0,10m

Y2 (m)	V2 ² (m ² /sg ²)	2g (m/sg ²)	Y1 (m)	V1 ² (m ² /sg ²)	2g (m/sg ²)	Eficiencia
0,09	0,1347166	19,62	0,042	0,618596814	19,62	1,3173909
0,095	0,1819284	19,62	0,05	0,656761675	19,62	1,2491613
0,104	0,20761	19,62	0,055	0,742317179	19,62	1,2342532
0,108	0,2276044	19,62	0,055	0,877612371	19,62	1,1992383
0,104	0,2503696	19,62	0,058	0,80499337	19,62	1,1790554



UNIMINUTO
Corporación Universitaria Minuto de Dios

INSTALACIÓN Y MONTAJE DEL LABORATORIO DE HIDRÁULICA DE CANALES

0,11	0,2218176	19,62	0,06	0,745553506	19,62	1,2378173
0,114	0,2324857	19,62	0,06	0,839273396	19,62	1,224497

Perdida de Energia del Resalto = E1-E2

1. Prof de resalto de 0,05m

Y2 (m)	V2 ² (m ² /sg ²)	2g (m/sg ²)	Y1 (m)	V1 ² (m ² /sg ²)	2g (m/sg ²)	Perdida Energia Resalto
0,097	0,1232143	19,62	0,039	0,762211414	19,62	- 0,0254313
0,11	0,1370356	19,62	0,041	0,986395266	19,62	- 0,0257095
0,116	0,1697053	19,62	0,043	1,235021338	19,62	- 0,0187025
0,117	0,1827508	19,62	0,044	1,292187684	19,62	- 0,0164538
0,118	0,1684374	19,62	0,044	1,211426898	19,62	- 0,0208405
0,12	0,1772874	19,62	0,045	1,260710056	19,62	- 0,0197797
0,121	0,1647442	19,62	0,046	1,139895607	19,62	- 0,0252981

2. Prof de resalto de 0,10m

Y2 (m)	V2 ² (m ² /sg ²)	2g (m/sg ²)	Y1 (m)	V1 ² (m ² /sg ²)	2g (m/sg ²)	Perdida Energía Resalto
0,09	0,1347166	19,62	0,042	0,618596814	19,62	- 0,0233374
0,095	0,1819284	19,62	0,05	0,656761675	19,62	- 0,0207985
0,104	0,20761	19,62	0,055	0,742317179	19,62	- 0,0217468
0,108	0,2276044	19,62	0,055	0,877612371	19,62	- 0,0198701
0,104	0,2503696	19,62	0,058	0,80499337	19,62	- 0,0177317
0,11	0,2218176	19,62	0,06	0,745553506	19,62	-0,023306
0,114	0,2324857	19,62	0,06	0,839273396	19,62	-0,023073

Longitud Teórica del Resalto

$LT=5(Y2-Y1)$

1. Prof de resalto de 0,05m

Y2 (m)	Y1 (m)	LT
0,097	0,039	0,29
0,11	0,041	0,345
0,116	0,043	0,365
0,117	0,044	0,365
0,118	0,044	0,37
0,12	0,045	0,375
0,121	0,046	0,375

2. Prof de resalto de 0,10m

Y2 (m)	Y1 (m)	LT
0,09	0,042	0,24
0,095	0,05	0,225
0,104	0,055	0,245



UNIMINUTO
Corporación Universitaria Minuto de Dios

INSTALACIÓN Y MONTAJE DEL LABORATORIO DE HIDRÁULICA DE CANALES

0,108	0,055	0,265
0,104	0,058	0,23
0,11	0,06	0,25
0,114	0,06	0,27

Energía Crítica

$$E \text{ critica} = (2/3)Yc$$

1. Prof de resalto de 0,05m

Yc	E critica
0,0490733	0,0327155
0,0552904	0,0368603
0,061515	0,04101
0,0634143	0,0422762
0,0620647	0,0413765
0,0638445	0,042563
0,0626475	0,041765

2. Prof de resalto de 0,10m

Yc	E critica
0,0480927	0,0320618
0,0551095	0,0367396
0,0611714	0,040781



UNIMINUTO
Corporación Universitaria Minuto de Dios

INSTALACIÓN Y MONTAJE DEL LABORATORIO DE HIDRÁULICA DE CANALES

0,0646824	0,0431216
0,0651118	0,0434079
0,0649188	0,0432792
0,0675324	0,0450216

LABORATORIO 2. ENSAYO DE VERTEDEROS

VERTEDERO TIPO RECTANGULAR

$S(\%)=2\%$

Abertura de la válvula	Nfinal-Ninicial (m)	Volumen aforado en m ³	Tiempo A (sg)	Tiempo B (sg)	Tiempo promedio (sg)	Altura de la Napa (m)	Altura base del vertedero (m)	Profundidad lamina de agua (5,5 veces) antes del vertedero (m)	Altura de la lamina de agua sobre la cresta del vertedero			Profundidad lamina de agua poco antes de la salida del vertedero (m)	Profundidad lamina de agua (3,5 veces) antes del vertedero (m)	Q (m ³ /sg)	
									Ha (m)	Hb (m)	H Prom (m)				
											0				0
2	0,15	0,12	28,17	28,9	28,535	0,09	0,1	0,216	0,112	0,111	0,112	0,227	0,219		0,0042054
3	0,15	0,12	22,87	23,05	22,96	0,11	0,1	0,229	0,129	0,13	0,13	0,24	0,23		0,0052265



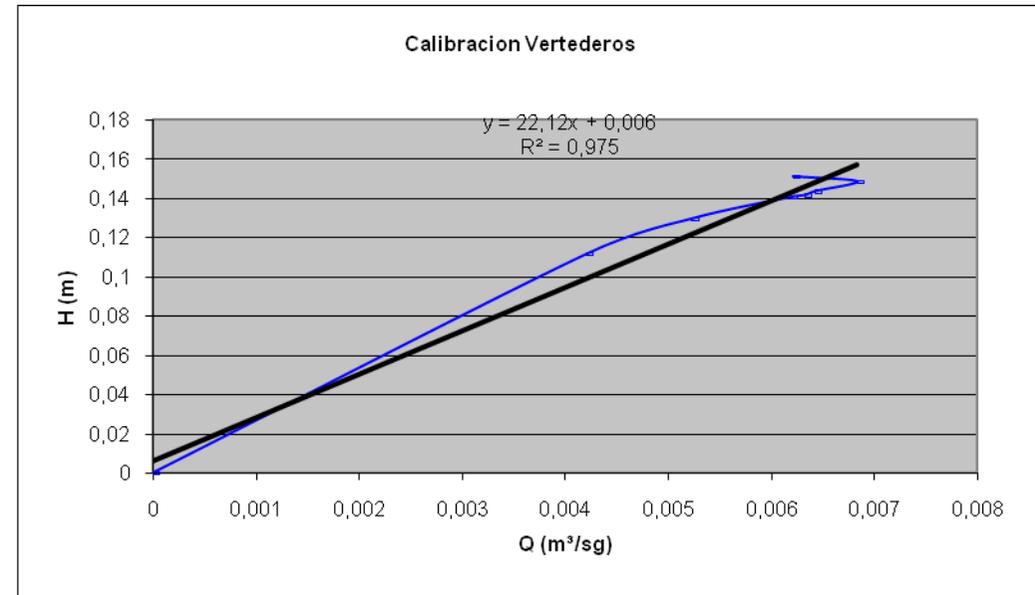
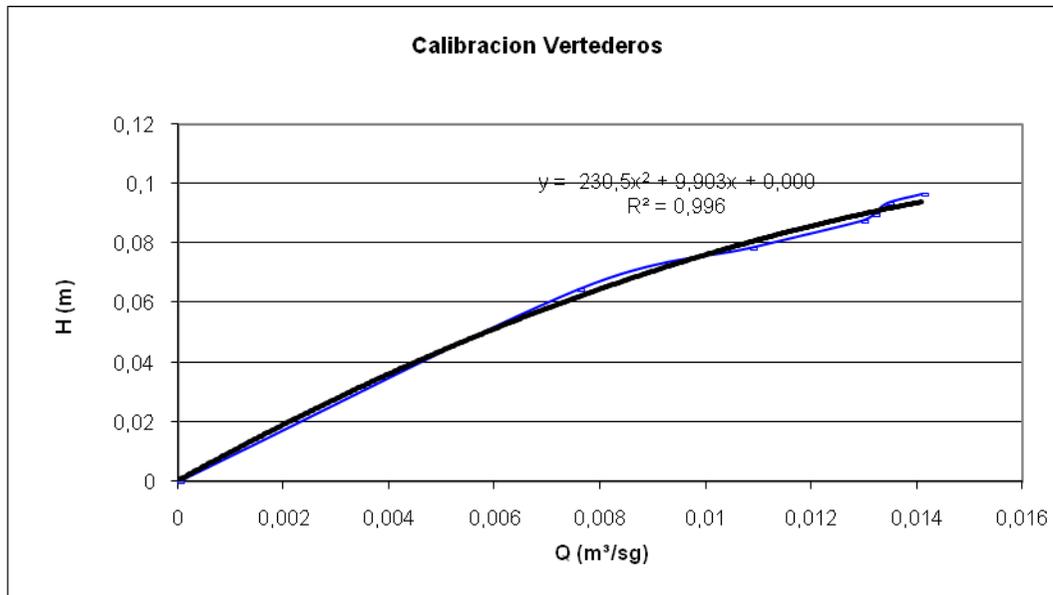
UNIMINUTO
Corporación Universitaria Minuto de Dios

INSTALACIÓN Y MONTAJE DEL LABORATORIO DE HIDRÁULICA DE CANALES

4	0,15	0,12	19,25	19,56	19,405	0,12	0,1	0,239	0,14	0,14	0,14	0,14	0,25	0,241	0,006184
6	0,15	0,12	18,93	19,02	18,975	0,12	0,1	0,241	0,14	0,14	0,14	0,14	0,255	0,244	0,006324
7	0,15	0,12	18,71	18,65	18,68	0,13	0,1	0,242	0,14	0,14	0,14	0,14	0,256	0,245	0,006424
8	0,15	0,12	17,61	17,53	17,57	0,13	0,1	0,245	0,14	0,14	0,14	0,14	0,258	0,249	0,006829
10	0,15	0,12	19,31	19,36	19,335	0,14	0,1	0,245	0,15	0,15	0,15	0,15	0,26	0,252	0,006206

VERTEDERO RECTANGULAR

VERTEDERO TRAPEZOIDAL TIPO CIPOLLETTI





UNIMINUTO
Corporación Universitaria Minuto de Dios

INSTALACIÓN Y MONTAJE DEL LABORATORIO DE HIDRÁULICA DE CANALES

ECUACIÓN TEÓRICA VERTEDERO RECTANGULAR

$$Q = 1,84 * b * H^{1,5}$$

b	H	Q
0,2	0,0645	0,0060282
0,2	0,0785	0,0080938
0,2	0,0875	0,0095249
0,2	0,0895	0,0098533
0,2	0,0935	0,0105212
0,2	0,0965	0,0110316

ECUACIÓN TEÓRICA VERTEDERO TRAPEZOIDAL TIPO CIPOLLETTI

$$Q = 1,86 * b * H^{1,5}$$

b	H	Q
0,06	0,1115	0,0041104
0,06	0,1295	0,0051449
0,06	0,1405	0,0058141
0,06	0,1415	0,0058763
0,06	0,1435	0,0060013
0,06	0,1485	0,0063177
0,06	0,151	0,0064779

LABORATORIO 3. DATOS PARA LA COMPUERTA VERTICAL PLANA DE FONDO

INSTALACIÓN Y MONTAJE DEL LABORATORIO DE HIDRÁULICA DE CANALES

ABERTURA DE LA VALVULA	NIVEL FINAL-NIVEL INICIAL (m)	VOLUMEN AFORADO (m ³)	TIEMPO A	TIEMPO B	TIEMPO PROMEDIO (sg)	CAUDAL PROMEDIO (m ³ /sg)	Y1 (m)	Y2 (m)	ABERTURA DE LA COMPUERTA a = (m)	COEFICIENTE DE CONTRACCION = Y2 / a
2	0,15	0,12	18,56	17,06	17,81	0,0108	0,129	0,035	0,06	0,583
2,5	0,15	0,12	15,24	16,04	15,64	0,0123	0,177	0,036	0,06	0,600
3	0,15	0,12	13,43	14,94	14,185	0,0136	0,204	0,036	0,06	0,600
4	0,15	0,12	11,14	14,28	12,71	0,0152	0,238	0,036	0,06	0,600
5	0,15	0,12	11,51	13,85	12,68	0,0152	0,273	0,037	0,06	0,617
7	0,15	0,12	10,5	13,95	12,225	0,0158	0,284	0,037	0,06	0,617
3	0,15	0,12	14,21	14,51	14,36	0,0134	0,165	0,04	0,07	0,571
3,5	0,15	0,12	13,59	14,26	13,925	0,0139	0,173	0,042	0,07	0,600
4	0,15	0,12	12,95	13,46	13,205	0,0146	0,192	0,043	0,07	0,614
5	0,15	0,12	11,34	13,76	12,55	0,0154	0,215	0,044	0,07	0,629
7	0,15	0,12	11,77	13,2	12,485	0,0155	0,23	0,045	0,07	0,643
10	0,15	0,12	11,1	13,19	12,145	0,0159	0,235	0,045	0,07	0,643

VOLUMEN DEL TANQUE DE AFORO (m³/sg)

ANCHO (m)	LARGO (m)	PROFUNDIDAD(m)	VOLUMEN (m ³ /sg)
1	0,8	0,15	0,12



UNIMINUTO
Corporación Universitaria Minuto de Dios

INSTALACIÓN Y MONTAJE DEL LABORATORIO DE HIDRÁULICA DE CANALES

base del canal (m)	acel. Gravedad (m/sg ²)
0,2	9,81

ABERTURA DE LA VALVULA	ABERTURA DE LA COMPUERTA (m)	Ao m ² = b*a	Area chorro m ² = b*y ²	Caudal Real (m ³ /sg)	Caudal Teorico (m ³ /sg)	Velocidad real m/sg	Velocidad teorica m/sg	Coefficiente de velocidad	Coefficiente de descarga
2	0,06	0,012	0,007	0,0108	0,0191	0,903	1,591	0,5676	0,5676
2,5	0,06	0,012	0,0072	0,0123	0,0224	1,028	1,864	0,5518	0,5518
3	0,06	0,012	0,0072	0,0136	0,0240	1,134	2,001	0,5667	0,5667
4	0,06	0,012	0,0072	0,0152	0,0259	1,265	2,161	0,5856	0,5856
5	0,06	0,012	0,0074	0,0152	0,0278	1,268	2,314	0,5481	0,5481
7	0,06	0,012	0,0074	0,0158	0,0283	1,316	2,361	0,5573	0,5573
3	0,07	0,014	0,008	0,0134	0,0252	0,960	1,799	0,5336	0,5336
3,5	0,07	0,014	0,0084	0,0139	0,0258	0,990	1,842	0,5374	0,5374
4	0,07	0,014	0,0086	0,0146	0,0272	1,044	1,941	0,5379	0,5379
5	0,07	0,014	0,0088	0,0154	0,0288	1,098	2,054	0,5348	0,5348
7	0,07	0,014	0,009	0,0155	0,0297	1,104	2,124	0,5198	0,5198
10	0,07	0,014	0,009	0,0159	0,0301	1,135	2,147	0,5286	0,5286

Coefficiente de	Coefficiente de	L (m) = a / Cc;	L (m) = a / Cc;
-----------------	-----------------	-----------------	-----------------



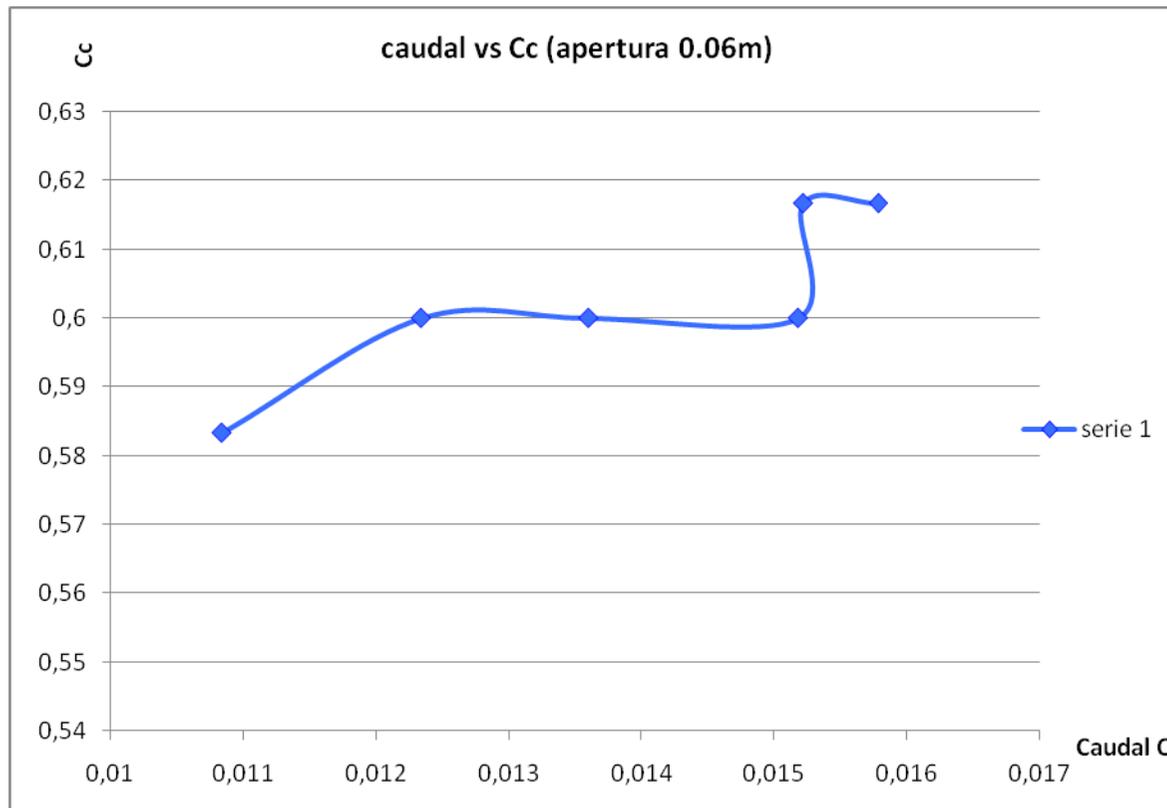
UNIMINUTO
Corporación Universitaria Minuto de Dios

INSTALACIÓN Y MONTAJE DEL LABORATORIO DE HIDRÁULICA DE CANALES

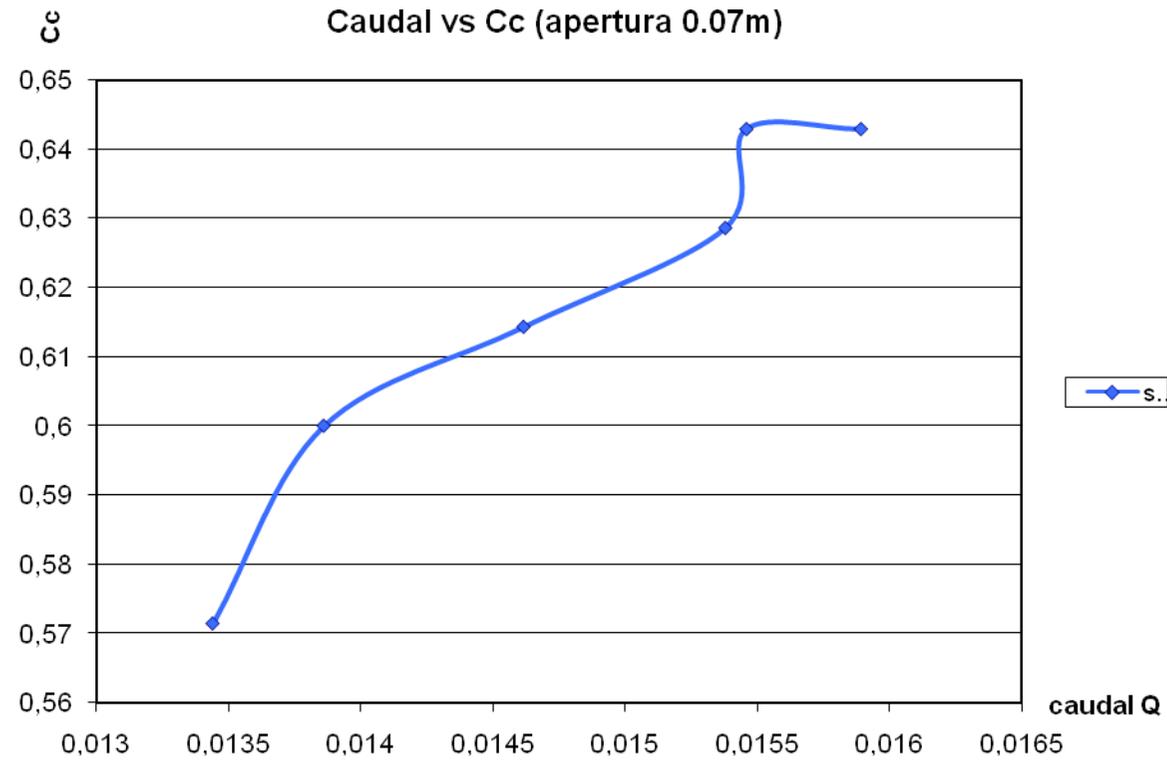
contraccion = Ach / A_o ; $a=0.06$ m	contraccion = Ach/A_o ; $a=0.07$ m	$a=0.06$ m	$a=0.07$ m
0,583	0,571	0,1029	0,1225
0,600	0,600	0,1000	0,1167
0,600	0,614	0,1000	0,1140
0,600	0,629	0,1000	0,1114
0,617	0,643	0,0973	0,1089
0,617	0,643	0,0973	0,1089

L = distancia horizontal, desde el plano de la compuerta vertical hasta la sección contraída.

INSTALACIÓN Y MONTAJE DEL LABORATORIO DE HIDRÁULICA DE CANALES



INSTALACIÓN Y MONTAJE DEL LABORATORIO DE HIDRÁULICA DE CANALES



INSTALACIÓN Y MONTAJE DEL LABORATORIO DE HIDRÁULICA DE CANALES

LABORATORIO 4. COEFICIENTE DE MANNIG Y CHEZY PARA SUPERFICIE LISA

TABLA DE DATOS

ABERTURA DE LA VALVULA	N FINAL - N INICIAL (m)	VOLUMEN AFORADO (m ³ /Sg)	TIEMPOS DE AFORO (Sg)			CAUDAL PROM. (m ³ /Sg)	Ya (m)	Yb (m)	Y PROM (m)
			TIEMPO A	TIEMPO B	TIEMPO P.				
2	0,15	0,12	25,59	25,11	25,35	0,0047	0,036	0,031	0,034
2,5	0,15	0,12	18,44	17,62	18,03	0,0067	0,048	0,038	0,043
3	0,15	0,12	14,61	14,27	14,44	0,0083	0,056	0,042	0,049
4	0,15	0,12	13,77	14,67	14,22	0,0084	0,058	0,046	0,052
5	0,15	0,12	12,32	12,72	12,52	0,0096	0,063	0,049	0,056
7	0,15	0,12	11,33	12,11	11,72	0,0102	0,067	0,052	0,060
10	0,15	0,12	10,68	10,94	10,81	0,0111	0,071	0,054	0,063



UNIMINUTO
Corporación Universitaria Minuto de Dios

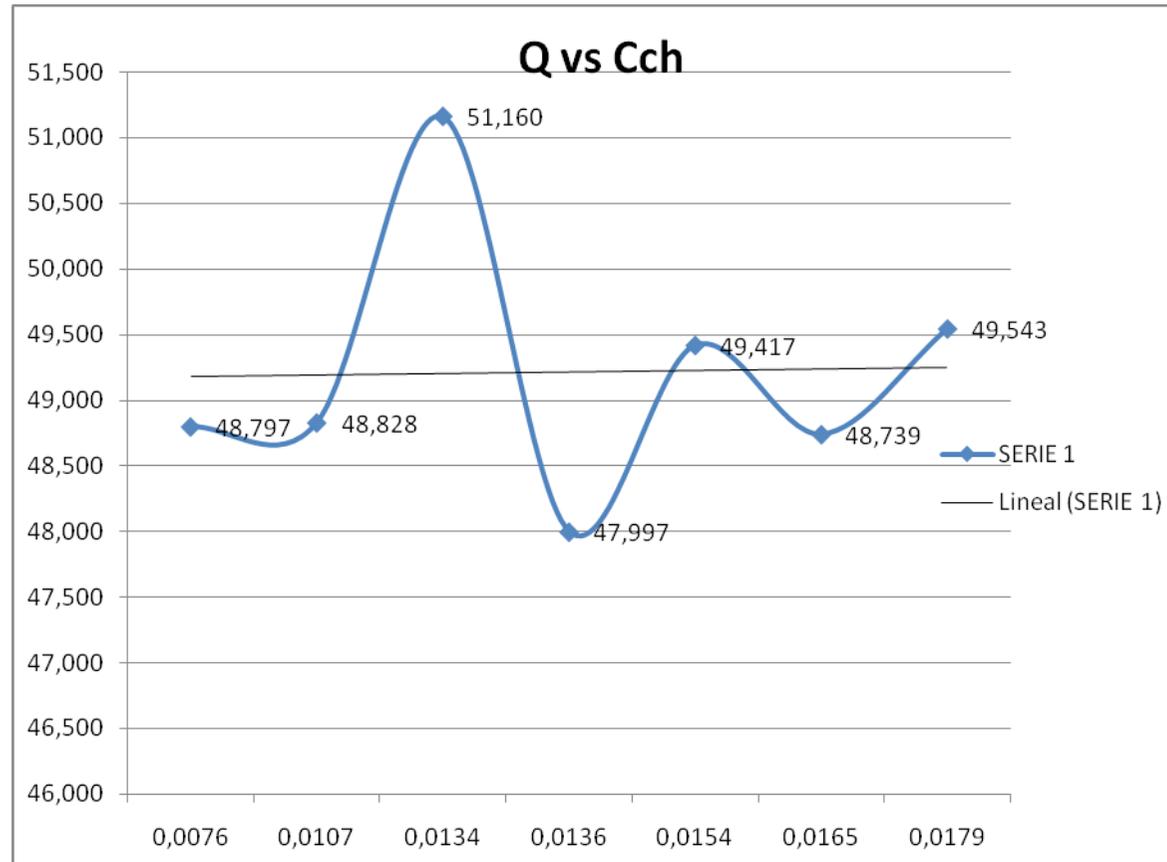
INSTALACIÓN Y MONTAJE DEL LABORATORIO DE HIDRÁULICA DE CANALES

COEFICIENTE DE CHEZZY	AREA MOJADA (m ²)	PERIMETRO MOJADO (m)	VEL (m/Sg)	RADIO HIDRAULICO (m)	COEFICIENTE DE MANNING	ANCHO DEL CANAL (m)	Y PROM. (m)	PEND. M
30,340	0,007	0,267	0,707	0,025	0,01828	0,2	0,0335	0,0216
30,359	0,009	0,286	0,774	0,030	0,01880	0,2	0,043	0,0216
31,809	0,010	0,298	0,848	0,033	0,01820	0,2	0,049	0,0216
29,843	0,010	0,304	0,811	0,034	0,01953	0,2	0,052	0,0216
30,726	0,011	0,312	0,856	0,036	0,01911	0,2	0,056	0,0216
30,304	0,012	0,319	0,860	0,037	0,01950	0,2	0,0595	0,0216
30,804	0,013	0,325	0,888	0,038	0,01928	0,2	0,0625	0,0216

DATOS DE LA PENDIENTE Y1=1,618m; Y2=1,531m; X=4,026

$$m = (Y1-Y2)/X$$

INSTALACIÓN Y MONTAJE DEL LABORATORIO DE HIDRÁULICA DE CANALES



INSTALACIÓN Y MONTAJE DEL LABORATORIO DE HIDRÁULICA DE CANALES

