

Agradecimientos

Quiero agradecer especialmente a Raquel su comprensión, ánimos y apoyo a lo largo de la realización de este trabajo. A Salvador y José María el compañerismo y la mutua ayuda prestada siempre que lo hemos necesitado. Ellos han sido las personas que realmente han conocido y vivido los malos momentos y la incertidumbre que he pasado durante su realización.

También agradecer a toda mi familia, amigos, compañeros, y en general a todas las personas que durante meses han mostrado interés por conocer cuando iba a concluir mis estudios.

Por último, agradecer a mi tutor, Luis G. Castillo Elsitdié, el haber respondido a mis preguntas y escuchado mis quejas pacientemente durante todo este tiempo, y por enseñarme lo que sé sobre este campo y un poco de la vida.

ÍNDICE

0. RESUMEN	4
1. INTRODUCCIÓN.....	14
2. OBJETIVOS.....	15
3. FUNDAMENTOS TEÓRICOS.....	16
3.1. PRINCIPIOS BÁSICOS	16
3.1.1. Ecuación de continuidad.....	16
3.1.2. Ecuación de la energía	16
3.1.3. Ecuación del impulso.....	18
3.1.4. Consideraciones sobre la energía, profundidad y velocidad crítica	18
3.1.5. Propagación de las ondas de perturbación	21
3.1.6. Salto hidráulico.....	21
3.2. ESTRUCTURAS DE CONTROL DE FLUJO INFERIOR.....	23
3.2.1. Compuertas con nivel libre aguas arriba y descarga libre.....	24
3.2.2. Compuertas de sector	27
3.2.3. Compuertas con nivel libre aguas arriba y descarga sumergida	29
3.2.4. Influencias derivadas de la escala	32
3.3. ESTRUCTURAS DE CONTROL DE FLUJO SUPERIOR.....	36
3.3.1. Vertedero de cresta delgada	36
3.3.2. Vertederos de pared gruesa	40
3.3.3. Vertederos de desborde o aliviaderos.....	44
3.3.4. Aliviaderos con descarga sumergida	50
4. ESTUDIO EXPERIMENTAL	53
4.1. DESCRIPCIÓN DEL EQUIPO DE TRABAJO.....	53
4.1.1. Deficiencias del equipo.....	54
4.2. TRABAJO EXPERIMENTAL	56
4.2.1. Estructuras de control de flujo inferior	57
4.2.1.1. Compuerta recta	57
4.2.1.2. Compuerta radial o de sector	58
4.2.2. Estructuras de control de flujo superior	59
4.2.2.1. Vertedero de pared delgada	59
4.2.2.2. Vertedero de pared gruesa	60
4.2.2.3. Aliviadero.....	62
4.3. PARTICULARIDADES DE LA TOMA DE DATOS.....	62
5. ANÁLISIS DEL ESTUDIO EXPERIMENTAL.....	67
5.1. INTRODUCCIÓN	67
5.2. COMPUERTA DE RECTA	67
5.2.1. Descarga libre	67
5.2.2. Descarga sumergida	70
5.3. COMPUERTA DE SECTOR	73
5.3.1. Descarga libre	73
5.3.2. Descarga sumergida	76
5.4. VERTEDERO DE PARED DELGADA	79
5.4.1. Descarga libre	79
5.4.2. Descarga sumergida	81
5.5. VERTEDERO DE PARED GRUESA	89
5.5.1. Descarga libre	89
5.5.2. Descarga sumergida	93
5.6. ALIVIADERO	103
5.6.1. Descarga libre	103
5.6.2. Descarga sumergida	106

6. CONCLUSIONES	114
7. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	116
- APENDICES -	117
A.1 COMPUERTA RECTA	118
A.2 COMPUERTA DE SECTOR.....	121
A.3 VERTEDERO DE PARED DELGADA.....	124
A.4 VERTEDERO DE PARED GRUESA	128
A.5 ALIVIADERO.....	134
A.6 AFORO VOLUMÉTRICO	140

0. RESUMEN

El presente Proyecto Fin de Carrera se ha elaborado en tres fases diferenciadas. Se comenzó, en primer lugar, llevando a cabo una parte teórica en la que se ha recogido toda la información necesaria para llevar a cabo este trabajo. Información acerca de los coeficientes de descarga de las diferentes estructuras de control que se han utilizado así como los principios básicos que rigen al agua en su paso por un canal.

En un segundo lugar se han llevado a cabo las campañas experimentales de recogida de datos en laboratorio, haciendo uso del canal y sus complementos. Este ha sido el período más largo y problemático, ya que al empezar a tomar datos se hizo patente que el Tubo de Pitot, pese a ser nuevo, no funcionaba correctamente a la hora de obtener las cargas de velocidad. Las velocidades han sido, aparte de los coeficientes de descarga, los parámetros a calcular en este proyecto. Es por ello que hubo que esperar a obtener un nuevo Tubo de Pitot que, si bien era de notable mejor fabricación, tampoco ha dado los frutos que se esperaban de él. Además, hubo que repetir varias veces las campañas debido a la incoherencia de algunos datos recogidos, y las pretensiones de dichas campañas fueron cambiadas sobre la marcha por la imposibilidad de recoger datos, por ejemplo a pequeños caudales.

El tercer lugar lo constituye el tratamiento y análisis de las medidas recogidas en el laboratorio y la toma de fotos y videos digitales de las principales secuencias de la labor experimental, con propósito didáctico. Finalmente, se han elaborado una serie de conclusiones con las que termina este trabajo. En el análisis se han comparado los valores experimentales con los teóricos, utilizando para ello la información recopilada en la primera parte del proyecto de anteriores trabajos acerca de este campo.

Se incluyen además, unos apéndices en los que están recogidas todas las tablas con los cálculos y gráficos realizados para la obtención de los resultados buscados.

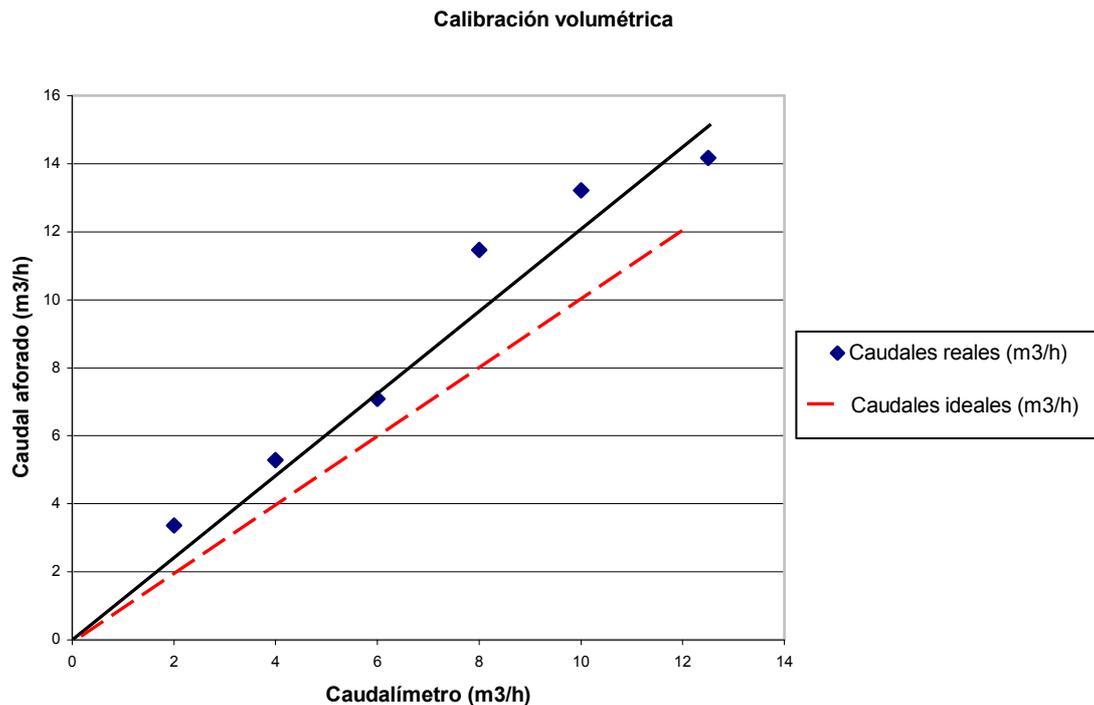
Hay que decir que en principio se deseaba obtener las velocidades aguas abajo en condiciones de descarga libre en todos los vertederos, pero dado que el agua en su descarga presentaba irregularidades, sólo se pudo efectuar dicha recogida de datos en el vertedero de pared gruesa. Por otra parte, ha sido necesario corregir el valor de los caudales bombeados ya que, los marcados por el caudalímetro del canal no son correctos. En un principio se utilizó un coeficiente corrector hallado por Salvador Zamora García en su PFC. Este coeficiente disminuía los caudales que mostraba el caudalímetro. Sin embargo, los resultados obtenidos, dejaban de manifiesto coeficientes de descarga más o menos bajos como resultado de los diferentes ensayos realizados, lo que llevó a pensar que la corrección de los caudales no era la correcta. Se procedió a realizar una calibración volumétrica, que mostró que los verdaderos caudales bombeados son mayores a los mostrados por el caudalímetro, al contrario de lo que se pensaba. Al representar los valores derivados en la calibración, se obtuvo una línea de tendencia, cuya ecuación ha sido empleada para corregir los caudales en los cálculos realizados en este trabajo. Estos son los resultados obtenidos en dicha calibración:

Caudales según el caudalímetro (m³/h)

12,5
10
8
6
4
2

Caudales reales (m³/h)

14,171
13,2101
11,4605
7,0891
5,2846
3,3699

Caudales corregidos según la ecuación de la línea de tendencia $y = 1,1837x$

<u>caudalímetro (m³/h)</u>	<u>caudales corregidos (m³/h)</u>
2	→ 3,3734
4	→ 5,6256
6	→ 7,8778
8	→ 10,1300
10	→ 12,3822
12	→ 14,6344

La ecuación de corrección es por lo tanto, $y = 1.1837x$, cuya regresión se ha obtenido en un coeficiente $R^2 = 0.9711$.

Por último en lo referente a deficiencias del material utilizado, nos encontramos con que el canal ha sido deformado mediante su propio peso, ya que el agua almacenada en los dos depósitos de los extremos del canal ha hecho que este se abombe. Esto repercute en las medidas de los calados deformándolos. En las medidas tomadas con las compuertas

esta deformación es prácticamente nula, sin embargo en el caso de los vertederos, los calados tomados son menores en aproximadamente 15 mm de lo que en realidad serían, lo que hace aumentar los coeficientes de descarga notablemente. Es por ello que se le ha sumado esa cifra a todos los calados de aguas arriba del vertedero para disminuir los coeficientes hasta su valor real.

Además también se ha comprobado como el ancho del canal no es el que nos indica el fabricante, 80 mm, sino 84 mm. Este hecho también afecta a los coeficientes, ya que si no se tiene en cuenta, estos son mayores de lo que deberían serlo.

A continuación se presentan unas fotografías digitales de la labor experimental y posteriormente los principales resultados obtenidos.

Detalle de las compuertas y los aliviaderos (fotos 1 y 2):

Foto 1. Compuertas recta a la izquierda, y de sector o radial a la derecha.



Foto 2. De izquierda a derecha, vertedero de pared delgada, de pared gruesa y perfil hidrodinámico (aliviadero).

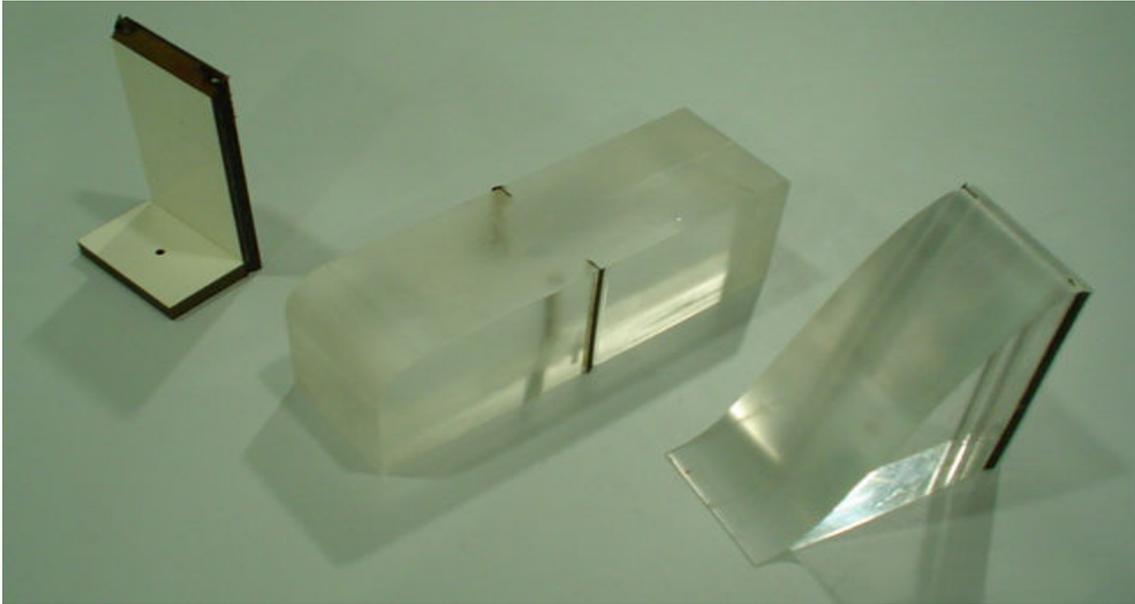
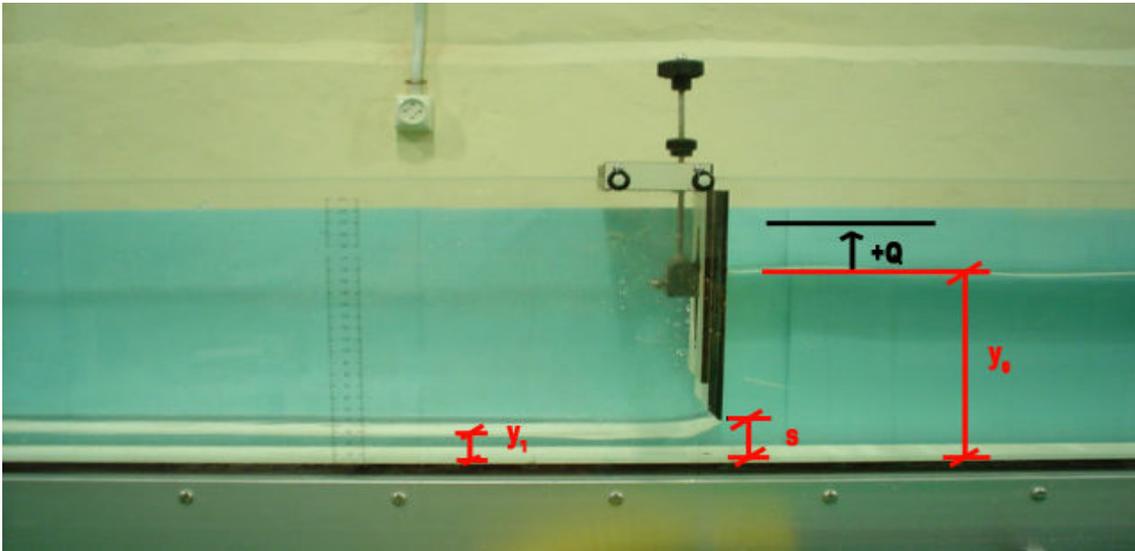
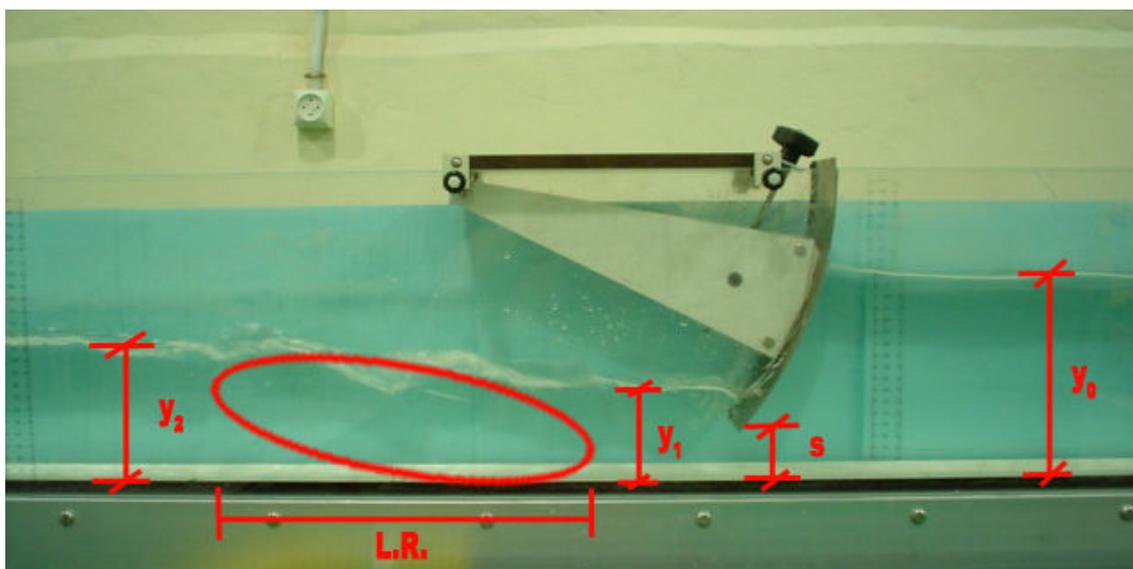


Foto 3. Compuerta recta. Descarga libre.

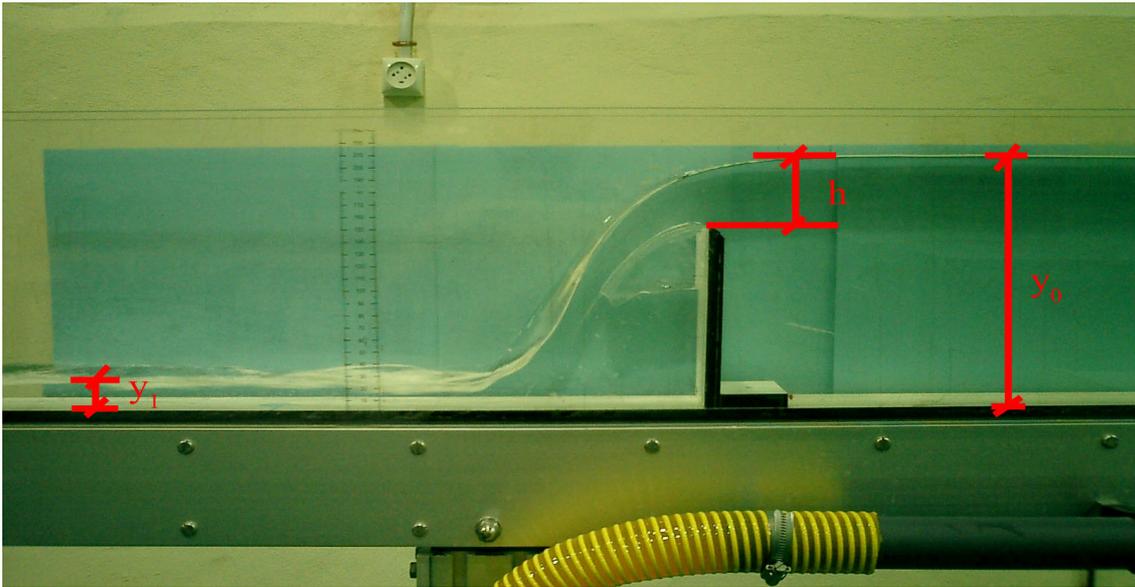


Detalle del desagüe a través de una compuerta recta (foto 3). Al incrementar el caudal se incrementa el nivel de aguas arriba, que deja dicho control bajo la compuerta. Se observa que el flujo es totalmente libre ya que las condiciones de aguas abajo no interfieren en absoluto ($M_2 < M_1$).

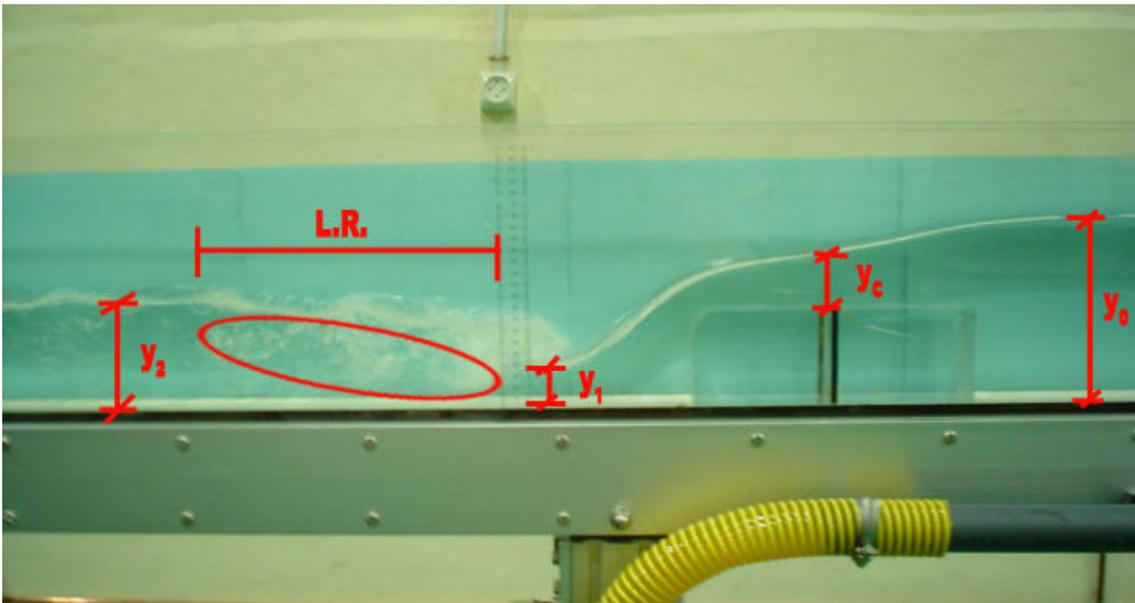
Foto 4. Descarga sumergida con resalto hidráulico en la compuerta de sector.



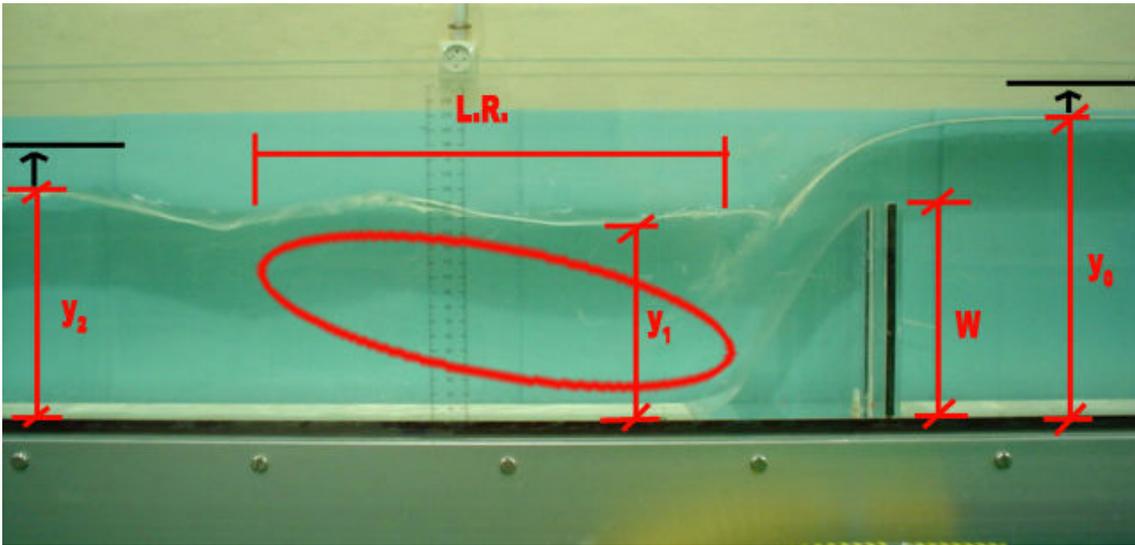
Desagüe con chorro sumergido en una compuerta de sector (foto 4). El resalto hidráulico es semisumergido porque las condiciones de contorno de aguas abajo interfieren al flujo ($M_2 > M_1$).

Foto 5. Descarga libre en un vertedero de pared delgada.

Descarga libre en un vertedero de pared delgada (foto 5). El calado contraído aguas abajo y_1 no permite tomar medidas de velocidad con el tubo de Pitot.

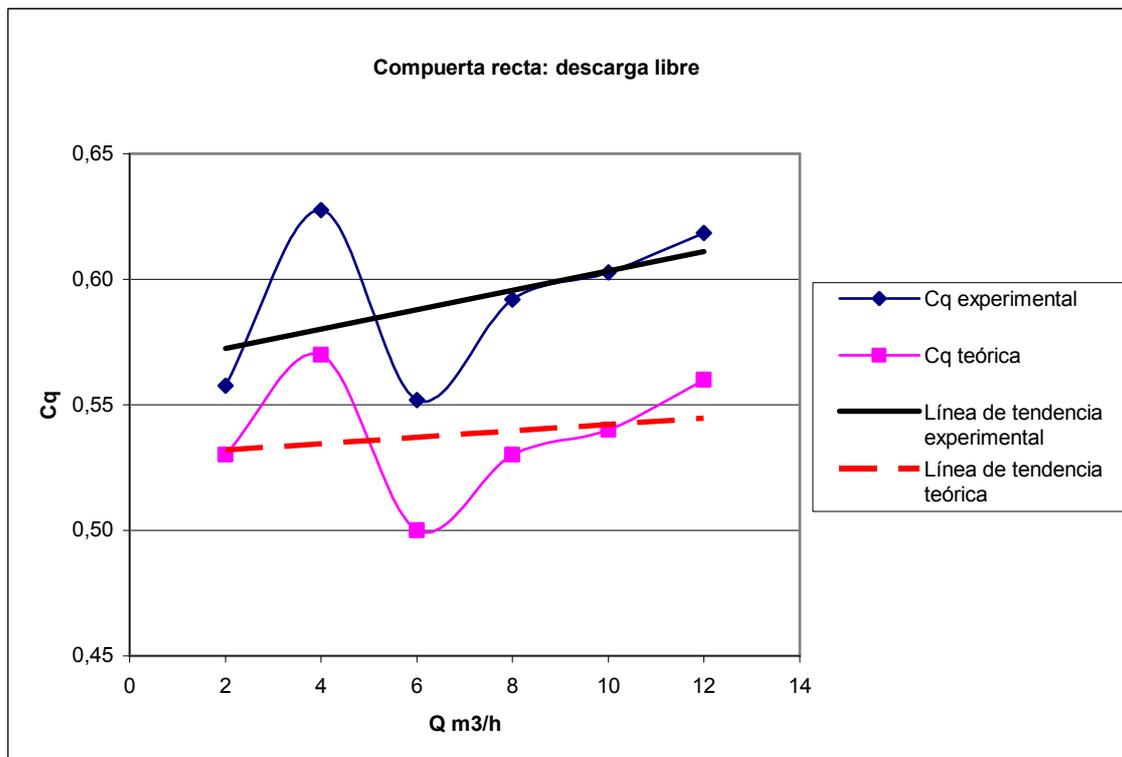
Foto 6. Resalto hidráulico al pie del vertedero de pared gruesa.

Detalle de un resalto sumergido inminente al pie del chorro de desagüe en el vertedero de pared gruesa (foto 6). Se puede observar el calado de aproximación y_0 , el paso por las condiciones críticas o de mínima energía y_c , el calado contraído y_1 , su conjugado y_2 y la longitud de resalto hidráulico LR .

Foto 7. Condición de sumersión aguas abajo del aliviadero.

Descarga sumergida en el aliviadero (foto7), en la que se forma un resalto sumergido. Al ascender el nivel aguas abajo del aliviadero llega un momento en que el calado aguas arriba sube de forma proporcional. El efecto producido es la reducción del coeficiente de descarga C_q .

En el gráfico 1 se muestra la comparación de los coeficientes de descarga en descarga libre. El comportamiento de las dos series es el mismo aunque el ajuste entre teoría y labor experimental no sea perfecto.

**Gráfico 1.**

La comparación de coeficientes en descarga sumergida es difícil mediante el uso de diagramas en el caso de la compuerta de sector. Un ejemplo es el gráfico 2.

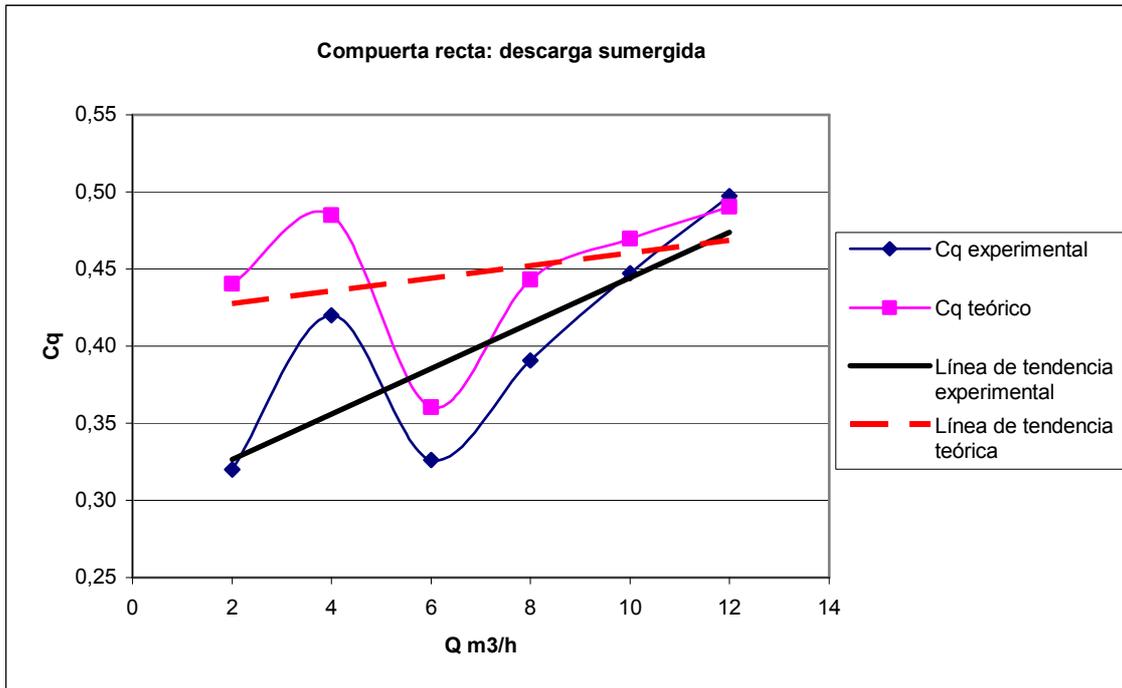


Gráfico 2.

Los coeficientes de descarga libre del vertedero de pared delgada se ajustan perfectamente a la teoría, es el mejor resultado obtenido (gráfico 3).

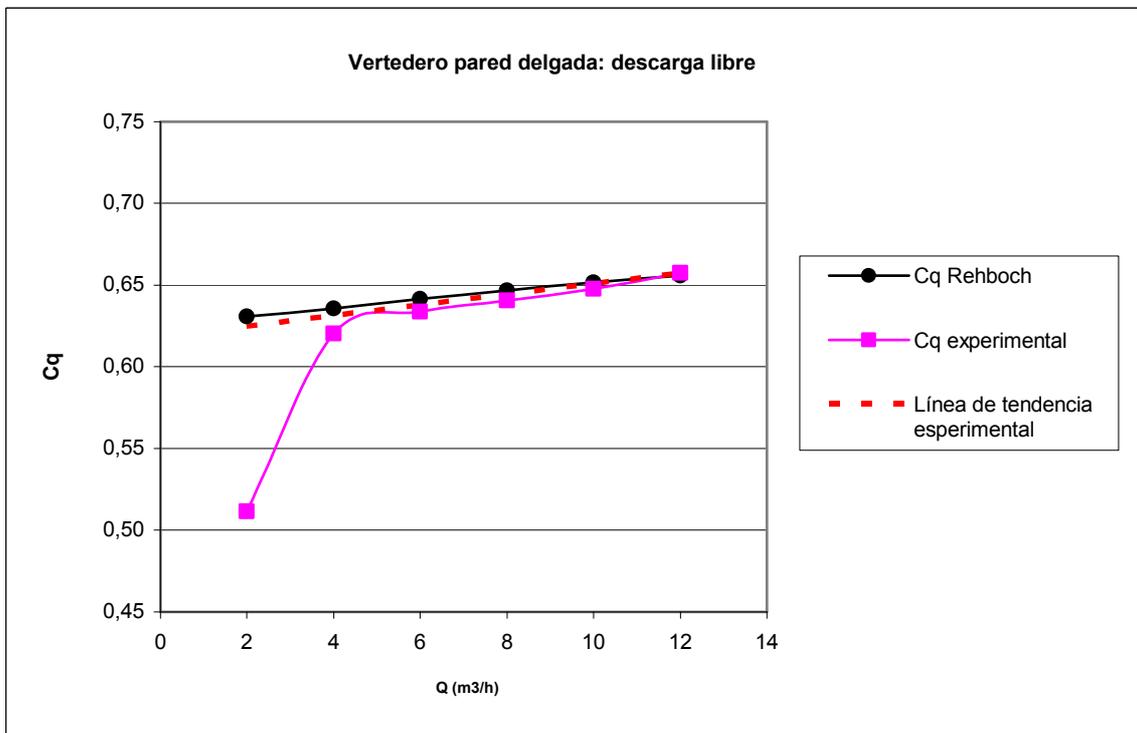
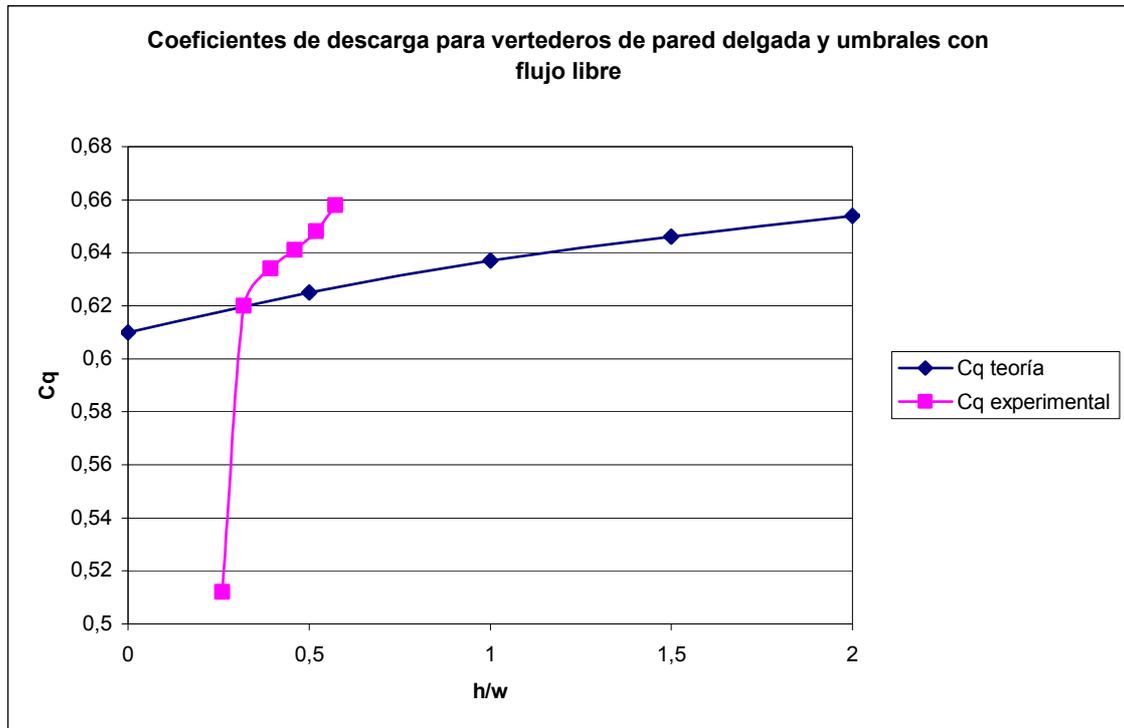


Gráfico 3.

La comparación con los resultados obtenidos por Rouse y Kandaswam (citados por Naudascher, 2000) confirma la calidad de los valores tomados con el vertedero de pared delgada en la descarga libre (gráfico 4).



Utilizar las cargas de velocidad derivadas del caudal en una sección conocida, en vez de los derivados del tubo Pitot, para el cálculo de los coeficientes de descarga sumergidos teóricos, ha sido más fiable que no tener en cuenta su efecto (gráficos 5 y 6).

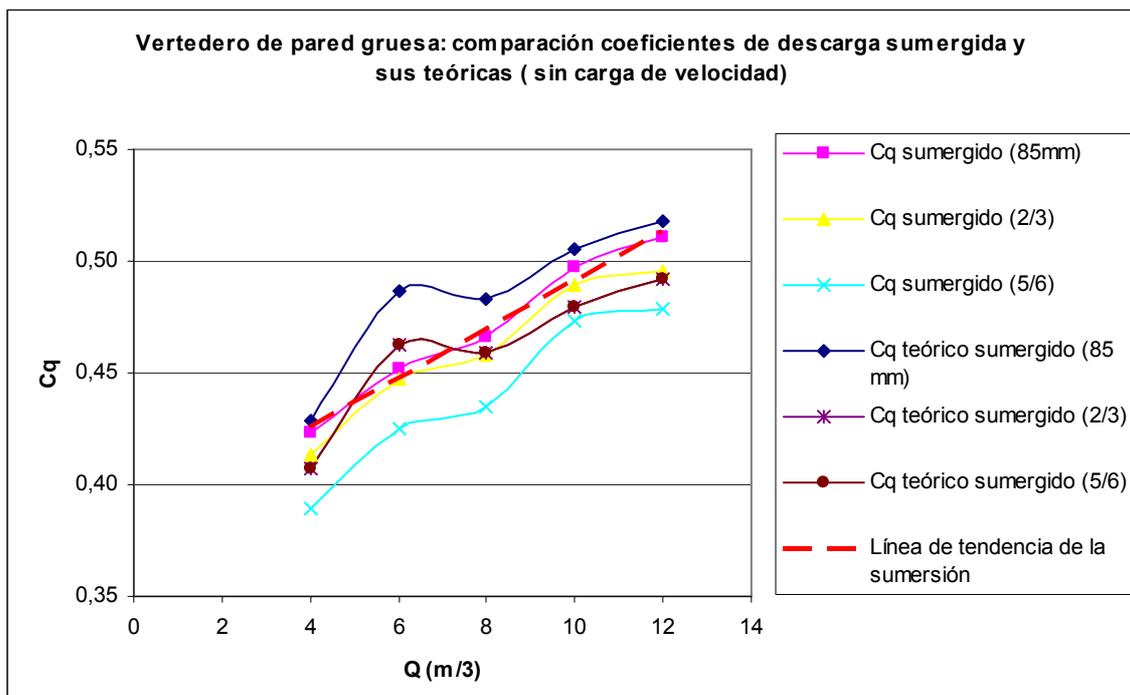


Gráfico 5.

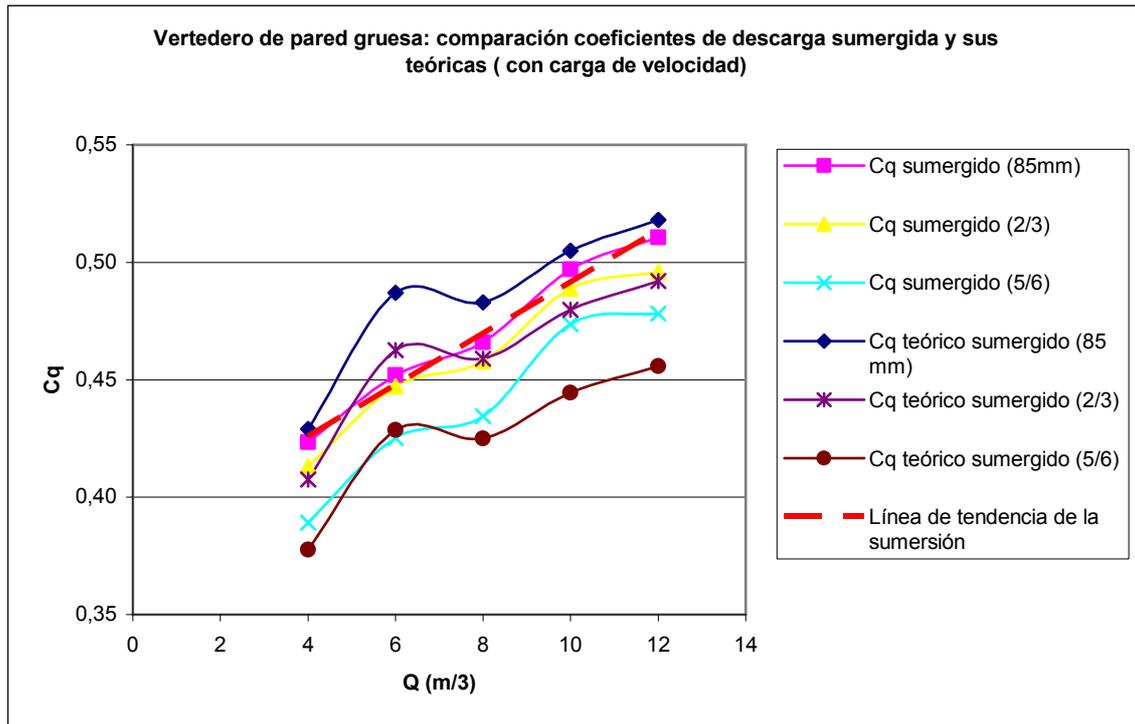


Gráfico 6.

En el caso del aliviadero, parece que este se ha diseñado para el mayor caudal, siendo el coeficiente para este caudal el que más se ajusta a la teoría. Los demás caudales empeoran sus coeficientes conforme son más bajos (gráfico 7).

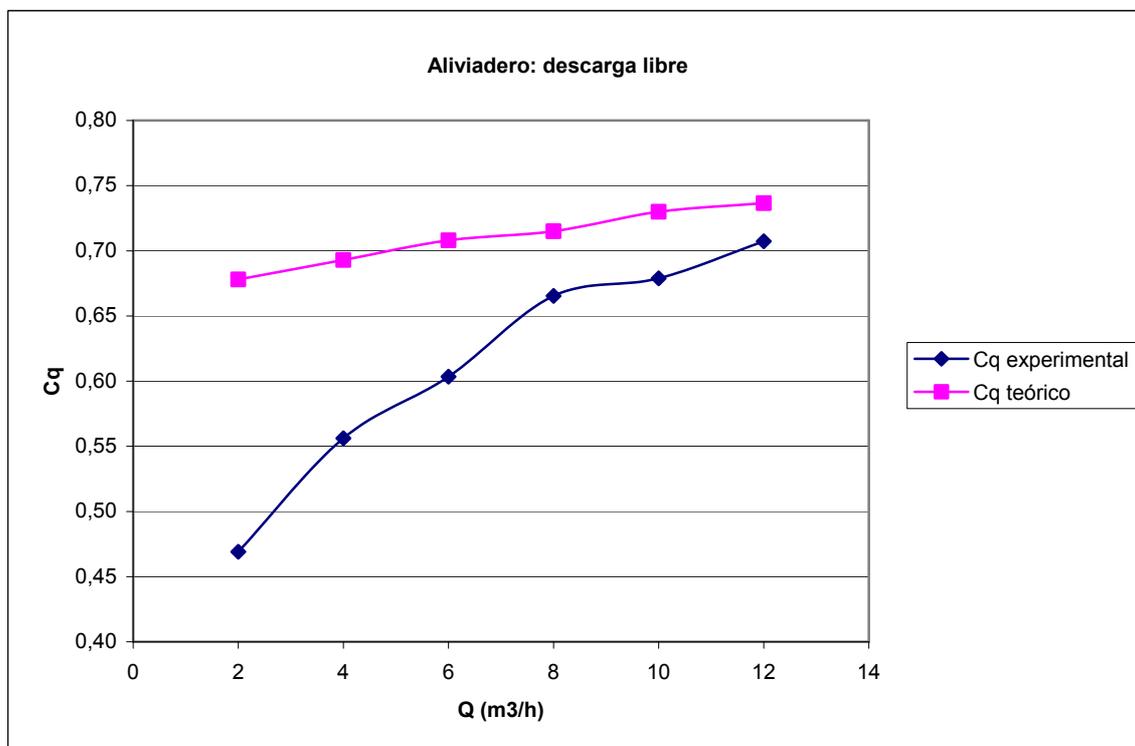


Gráfico 7.

1. INTRODUCCIÓN

La vida del hombre va unida al agua. A lo largo de los tiempos, éste ha tenido la necesidad de controlar este recurso para dosificar su uso, bien para abastecimiento, irrigación, aprovechamiento hidroeléctrico, o simplemente para controlar avenidas. Para ello, las estructuras construidas poco a poco han ido mejorando en sus prestaciones a la vez que los estudios sobre la hidráulica van avanzando día a día.

Queda patente, por tanto, la importancia de las estructuras cuya finalidad es controlar el caudal desaguado en un emplazamiento. Estas estructuras dotan al hombre del poder de almacenamiento del agua en un embalse y variar el nivel de éste a su antojo según sus necesidades. Se pueden abrir las compuertas de una presa para liberar agua en cualquier momento y utilizar ésta con diversos fines, como pueden ser el consumo humano, el agrícola o el hidroeléctrico. O bien, cerrar dichas compuertas para evitar el paso del agua en épocas de lluvias torrenciales que puedan provocar avenidas que causen daños materiales y humanos.

El agua que fluye por dichas compuertas pasa de estar a una velocidad nula o reducida (agua embalsada aguas arriba de la compuerta) a una velocidad claramente superior (aguas abajo). La velocidad con la que sale el fluido por estas compuertas puede ser muy alta pudiendo incluso llegar a hacer que el agua destruya parte de la estructura de la presa, con el peligro que ello conlleva. Esta velocidad dependerá de varios parámetros en función del tipo de compuerta que controle el fluido. Estos parámetros pueden ser el ancho de la compuerta, la apertura de ésta o la altura de carga aguas arriba, por poner un ejemplo.

Estas mismas condiciones son aplicables a los vertederos, que constituyen el otro tipo de estructura de control por excelencia.

Las estructuras de control son aquellas por las que el hombre cambia a su voluntad los parámetros que definen el comportamiento del agua a su paso por un lugar. Influyen por lo tanto, las condiciones de contorno, la velocidad del flujo y el calado del mismo.

Estas estructuras se pueden dividir en dos grupos, estructuras de control de flujo inferior y estructuras de control de flujo superior. Para cada uno de estos dos grupos se pueden definir unos coeficientes de descarga y coeficientes de contracción de la vena contracta (para estructuras de flujo inferior), que, junto con las propiedades geométricas del contorno y de las superficies por las que fluye el agua, definen el caudal volumétrico que circula por una sección determinada.

Este trabajo pretende evaluar de forma instructiva los coeficientes de descarga y de contracción para estructuras de compuerta (flujo inferior), y coeficientes de descarga para vertederos (flujo superior) con el propósito de visualizar de forma práctica y numérica las variaciones que dichos coeficientes experimentan en función de las condiciones a las que está sujeto el flujo. Para ello se ha realizado una campaña de toma de datos, acompañados de una serie de videos explicativos, y posteriormente se ha procedido al análisis de las mediciones para poder finalizar en una serie conclusiones.

2. OBJETIVOS

El fin de este trabajo es la comprensión de la teoría sobre las estructuras de control y el comportamiento del flujo al pasar por estas. Para ello, se ha realizado una toma de datos experimentales en laboratorio, previa recolección de la bibliografía necesaria, para el análisis y la comparación de dichos datos con los teóricos, y finalizar con unas conclusiones, en las que se refleje la diferencia entre la teoría y la práctica, así como las posibles causas que provoquen dicha desigualdad.

En lo referente a la teoría del trabajo, ésta abarca los siguientes puntos:

- Estructuras de control de flujo inferior. Tanto la descarga libre como la sumergida en compuertas rectas y radiales.
- Estructuras de control de flujo superior. Descarga en los diversos tipos de vertedero (de pared delgada, de pared gruesa y un aliviadero), tanto descarga libre como sumergida.

En la práctica, se han realizado las campañas necesarias para la obtención de los parámetros reales mencionados en la parte teórica. Dichos parámetros han sido utilizados para elaborar los diferentes diagramas que muestran el comportamiento real del flujo en las condiciones que se establezcan mediante el cálculo de los coeficientes de descarga y, en la medida de lo posible, la velocidad del flujo en diferentes secciones. Para ello, se ha usado un canal y los diferentes componentes que incluye.

En lo referente a la edición del material didáctico, el objetivo es obtener diferentes tomas de fotografía y video digital, de las principales secuencias experimentales.

3. FUNDAMENTOS TEÓRICOS

A continuación se exponen las nociones teóricas necesarias para el desarrollo y entendimiento de este Proyecto Fin de Carrera, en tres apartados: los principios básicos sobre la hidráulica; la teoría de las estructuras de control de flujo inferior y las estructuras de control de flujo superior.

3.1. PRINCIPIOS BÁSICOS

Para los distintos puntos se debe considerar el canal de estudio como un canal abierto de sección transversal rectangular, constante y regular, con un flujo que transcurre por él, de manera casi unidireccional con componente de velocidad principal paralela al eje del canal.

3.1.1. Ecuación de continuidad

Considerando la hipótesis de que el líquido es homogéneo e incompresible, el principio de conservación de la masa o de continuidad se puede escribir de la siguiente forma:

$$dQ = \vec{v} \cdot \vec{n} \cdot dA = V \cdot dA = cte \quad (3.1)$$

donde dQ es el caudal o volumen de fluido que pasa por la sección en estudio en un periodo de tiempo, dA es la sección transversal del canal, \vec{v} es el vector velocidad del fluido y \vec{n} el vector normal a la sección.

Al integrar la ecuación en el volumen de control seleccionado dentro del flujo total, entre dos secciones transversales de estudio, se obtiene:

$$Q = \int_A V dA = V dA = cte \quad (3.2)$$

o lo que es lo mismo,

$$Q = V_1 \cdot A_1 = V_2 \cdot A_2 \quad (3.3)$$

donde el caudal es constante independientemente del cambio de forma o velocidad del flujo que se produzca entre las secciones 1 y 2.

3.1.2. Ecuación de la energía

La ecuación de la energía nace de la ecuación del movimiento según Newton. Teniendo en cuenta las hipótesis de que:

- el líquido es homogéneo e incompresible ($\rho = cte$),
- el flujo es estacionario y la presión en cualquier punto no varía en el tiempo, y no se consideran los efectos de las fuerzas de viscosidad,
- únicamente fuerzas de gravedad y de presión tienen influencia sobre el flujo,
- las secciones transversales 1 y 2 están ubicadas en zonas donde las líneas de corriente no tienen curvatura (es decir, zonas donde la distribución de presiones es hidrostática),

y considerando el coeficiente de Coriolis (α), que corrige la carga de velocidad, obtenemos la siguiente ecuación:

$$z_1 + \frac{P_1}{\gamma} + \alpha_1 \frac{V_1^2}{2g} = z_2 + \frac{P_2}{\gamma} + \alpha_2 \frac{V_2^2}{2g} \quad (3.4)$$

Cada término corresponde a la energía potencial, energía de presión y energía de velocidad respectivamente y a su suma se le conoce como carga de energía total, H .

Dicha carga de energía total se mide a partir de un nivel de referencia horizontal y es constante siempre que se cumpla la hipótesis c), que supone el no considerar las pérdidas de energía a causa del efecto de las fuerzas viscosas. Esta fórmula tiene validez pues, sólo cuando las citadas pérdidas de energía son insignificantes. El coeficiente α , será diferente a la unidad en la mayoría de los casos ya que la velocidad del fluido no se distribuye uniformemente por la sección, y será igual a la unidad cuando dicha velocidad sea constante.

De acuerdo a la hipótesis d), en cada sección del canal se tiene que la suma de la energía potencial y la energía de presión es constante ($z + p/\gamma = \text{cte}$), por lo que en un canal abierto se cumple que:

$$h = z + \frac{P}{\gamma} = z_0 + y \quad (3.5)$$

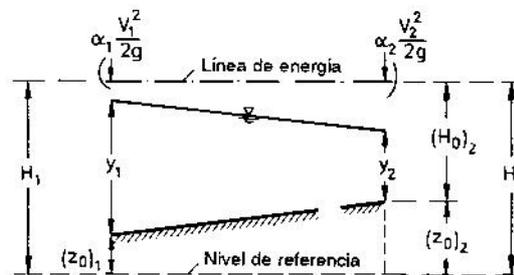


Figura 3.1 Sección longitudinal del flujo en un canal.

donde h es la altura piezométrica, z_0 representa la altura desde el fondo del canal, y la profundidad del agua viene dada por y . Sustituyendo en la ecuación de la energía se obtiene la ecuación de la energía para canales abiertos:

$$H = z_0 + y + \alpha \frac{V^2}{2g} \quad (3.6)$$

La energía específica H_0 representa la altura de la línea de energía con respecto al fondo del canal, cuya elevación es variable.

$$H_0 = H - z_0 = y + \alpha \frac{V^2}{2g} \quad (3.7)$$

3.1.3. Ecuación del impulso

La ecuación del impulso o de la cantidad de movimiento también parte de la ecuación del movimiento de Newton.

Si consideramos un cierto volumen de control para un fluido estacionario e incompresible, las fuerzas externas que actúan sobre él en la dirección del fluido son iguales al cambio de la cantidad de movimiento. La ecuación de la cantidad de movimiento tiene la siguiente forma:

$$\sum F_s = \rho_2 A_2 V_2 V_{s2} - \rho_1 A_1 V_1 V_{s1} \quad (3.8)$$

donde el término de la izquierda es la resultante de las fuerzas externas en la dirección del movimiento del flujo (dirección s) V_1 y V_2 son la velocidad del fluido en la sección 1 y 2 del volumen de control respectivamente, y V_{s1} y V_{s2} , son las componentes de la velocidad en la dirección s . Si se combina la ecuación anterior con la ecuación de continuidad se obtiene:

$$\sum F_s = \rho Q (V_{s2} - V_{s1}) \quad (3.9)$$

Si la distribución de velocidades no es uniforme en la sección, se puede aplicar el coeficiente corrector de Boussinesq β , con el que obtenemos una variante de la ecuación de la cantidad de movimiento. Para el caso de un flujo estacionario en un canal abierto de sección rectangular y con una distribución de presiones hidrostáticas:

$$\sum F_s = \rho Q (\beta_2 V_{s2} - \beta_1 V_{s1}) \quad (3.10)$$

La ecuación del momentum indica que el cambio en la cantidad de movimiento del flujo es igual al sumatorio de todas las fuerzas actuantes sobre el volumen de control elegido.

Para la deducción de la ecuación de la cantidad de movimiento debe suponerse que únicamente fuerzas de gravedad y de presión tienen influencia sobre el flujo, así como que las secciones 1 y 2 están ubicadas en zonas donde las líneas de corriente no tienen curvatura (distribución de presiones hidrostática).

3.1.4. Consideraciones sobre la energía, profundidad y velocidad crítica

Partiendo de la energía específica:

$$H_0 = H - z_0 = y \cos \theta + \alpha \frac{Q^2}{2gA^2} \quad (3.11)$$

Si se considera una hipótesis e), en la que la pendiente del canal es despreciable de tal forma que $\cos \theta$ se puede considerar igual a la unidad, y en la que también se puede considerar $\alpha = 1$, obtenemos la forma de la ecuación:

$$H_0 = y + \frac{Q^2}{2gA^2} \quad (3.12)$$

A partir de esta ecuación se obtiene un diagrama en función de los valores de H_0 e y .

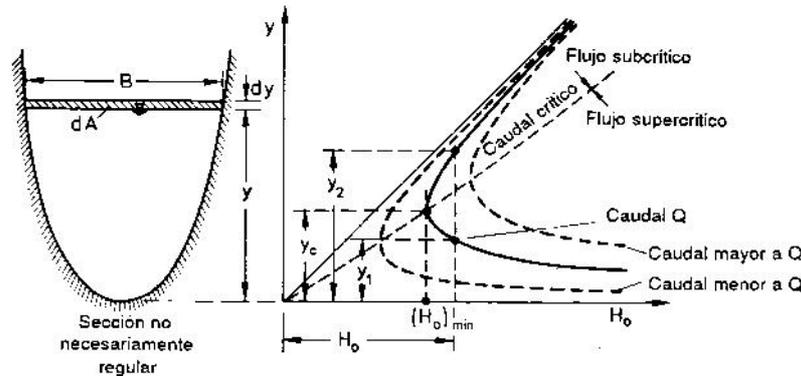


Figura 3.2 Diagrama de altura de energías.

De esta representación gráfica se deduce:

- 1) que la carga específica H_0 para cada caudal Q , debe ser mayor que una carga mínima $(H_0)_{min}$, de manera que dicho caudal Q pueda fluir a través de la sección; y
- 2) que para cada valor de H_0 , mayor que la mínima $(H_0)_{min}$, pueden producirse dos profundidades de agua distintas.

Dado que $dA = Bdy$ la velocidad crítica es:

$$V_c = \sqrt{g \frac{A}{B}} \quad (3.13)$$

Para un canal de sección transversal rectangular $A = B \cdot y$, y $Q = B \cdot q$, siendo q el caudal específico o caudal por unidad de anchura, se tiene que:

$$V_c = \sqrt{gy}$$

y

$$H = y + \frac{V^2}{2g} = y + \frac{q^2}{2gy^2} \quad (3.14)$$

Si se despeja la profundidad crítica y sustituyendo V_c :

$$y_c = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{gB^2}} = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} \quad (3.15)$$

Resulta:

$$(H_0)_{min} = \frac{3}{2} y_c = E \quad (3.16)$$

Siendo E la energía mínima necesaria para que fluya un caudal Q por la sección del canal.

Al dividir los términos de la ecuación 3.14 entre el calado crítico obtenemos una ecuación cuya representación es un diagrama adimensional de la energía específica para canales rectangulares:

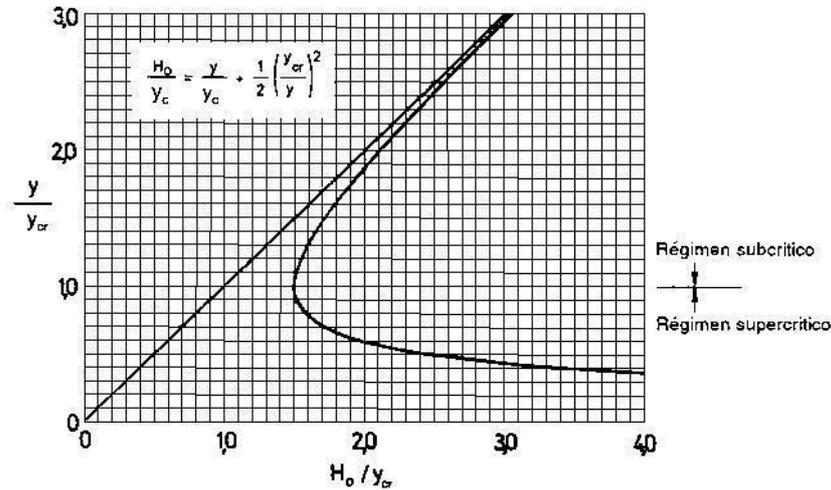


Figura 3.3 Curva adimensional de la energía específica para canales rectangulares.

Con una profundidad y_c se llega al valor máximo posible del caudal unitario, q_{max} , en un flujo crítico. Si el flujo se produce con una profundidad mayor que la crítica, el flujo es subcrítico; y si la profundidad es menor, el flujo es supercrítico.

Una observación importante para entender el control del flujo en canales – lo que matemáticamente puede interpretarse como la condición de contorno que determina cuál de las dos soluciones posibles para y se presentará –, es el hecho de que la velocidad crítica, obtenida con la ecuación 3.13, es igual a la velocidad de propagación de una onda, con la cual se extienden pequeñas perturbaciones de la superficie libre (para canales rectangulares \sqrt{gy} representa la velocidad de propagación de ondas superficiales elementales en masas de agua de poca profundidad, es decir, la profundidad es pequeña comparada con la longitud de onda).

El número de Froude que relaciona las fuerzas de inercia con las de gravedad, muestra el tipo de flujo que se estudia. Siendo dicho número para canales rectangulares:

$$Fr = \frac{V}{\sqrt{gy}} \quad (3.17)$$

presentándose un flujo subcrítico para $Fr < 1$ (control aguas abajo), flujo crítico para $Fr = 1$ y flujo supercrítico cuando para $Fr > 1$ (control aguas arriba). Cuando el flujo es crítico, la energía específica es mínima.

3.1.5. Propagación de las ondas de perturbación

Cualquier acción sobre el flujo en un canal (como una compuerta, un cambio de ancho en el canal, un umbral, etc.) puede tomarse como una fuente de perturbación, desde la cual se propagan las ondas que se generan.

Si el flujo es estacionario, se genera una superficie libre de agua que puede ser considerada como el resultado final de las perturbaciones o como una onda permanente.

Si el flujo es crítico, dado que la velocidad de propagación de las ondas elementales de perturbación es igual a la velocidad crítica, cada fuente de perturbación puede influir en las condiciones del flujo aguas abajo, y de aguas arriba.

La velocidad de propagación de las ondas debe considerarse en forma relativa a la velocidad del escurrimiento. Debido a esto, el flujo supercrítico ($V > V_c$) se caracteriza porque las perturbaciones pequeñas (ondas elementales) no pueden propagarse hacia aguas arriba.

En consecuencia, las condiciones de control del flujo son:

- El flujo subcrítico ($y > y_c$, o $V < V_c$) está controlado desde aguas abajo.
- El flujo supercrítico ($y < y_c$, o $V > V_c$) está controlado desde aguas arriba.

Además, el principio del mínimo esfuerzo indica que:

- para un nivel de energía dado, fluye el caudal máximo posible, o bien,
- un caudal dado fluye con el nivel de energía mínimo posible para el cual, dicho caudal puede aún circular bajo las condiciones dadas.

Cuando al abrir una compuerta se llegue al caudal máximo descargable, por mucho que se siga abriendo la compuerta, el caudal permanecerá constante.

3.1.6. Salto hidráulico

La velocidad de propagación de las ondas es función de la amplitud de estas. A mayor amplitud, mayor será la velocidad de su propagación, de modo que ondas con una suficiente altura pueden desplazarse aguas arriba, incluso en flujo supercrítico. Si en un embalse como el de la figura 3.4, el flujo es embalsado en el canal hasta alcanzar una profundidad determinada en la zona de aguas abajo, una determinada onda de sumersión, comenzará a desplazarse aguas arriba.

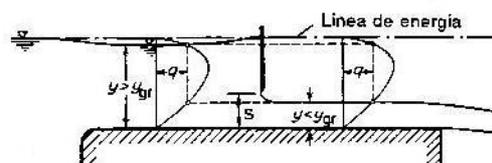


Figura 3.4 Control del flujo por medio de una compuerta.

Se producirá el denominado salto o resalto hidráulico, si la velocidad de propagación de la onda de sumersión es igual a la velocidad del flujo supercrítico, debido a que la velocidad resultante será nula y la onda de sumersión permanecerá en su sitio.

En el salto hidráulico, el flujo que había cambiado de un régimen subcrítico a supercrítico a su paso por la compuerta, figura 3.5a, cambia de régimen supercrítico a subcrítico, figura 3.5b.

Hay cuatro profundidades características de estos dos cambios de régimen.

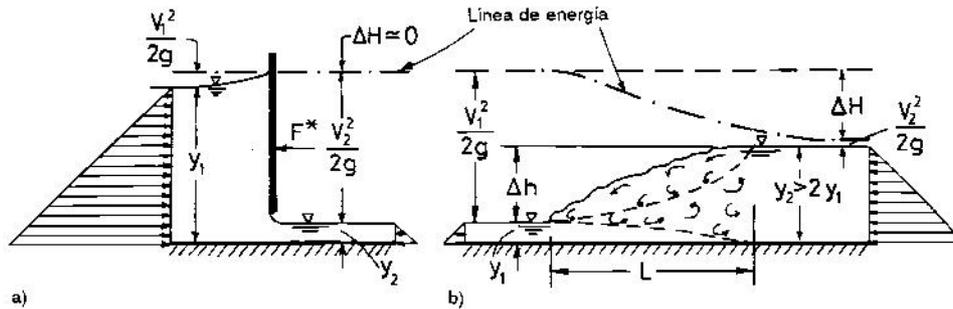


Figura 3.5 Cambios de régimen: a) de subcrítico a supercrítico; b) de supercrítico a subcrítico (salto hidráulico).

En el caso a), la relación entre las profundidades resulta de la ecuación de la energía con $\Delta H \cong 0$, y ambas poseen la misma energía específica H_0 y se denominan profundidades alternas. En el caso b), la relación entre las profundidades se obtiene por medio de la ecuación del impulso (con $F^* = 0$); ambas poseen la misma fuerza específica S_0 (suma de la fuerza de presión y la cantidad de movimiento), y se denominan profundidades conjugadas.

La relación entre las profundidades conjugadas y_2/y_1 , es función de la forma de la sección transversal y del número de Froude. Para un canal con sección rectangular la ecuación que las relaciona, es la ecuación de Belanger, y considera un caudal específico constante y pendiente horizontal:

$$\frac{y_2}{y_1} = \frac{1}{2} \left(\sqrt{1 + 8Fr_1^2} - 1 \right) \quad (3.18)$$

$$\text{con } Fr_1 = \frac{V_1}{\sqrt{gy_1}}$$

La pérdida de energía ΔH en el salto hidráulico, suponiendo $\alpha_1 \cong \alpha_2 \cong 1$, es:

$$\frac{V_1^2}{2g} + y_1 = \frac{V_2^2}{2g} + y_2 + \Delta H \quad (3.19)$$

$$\Delta H = E_1 - E_2 = \frac{(y_2 - y_1)^3}{4y_1y_2} \quad (3.20)$$

3.2. ESTRUCTURAS DE CONTROL DE FLUJO INFERIOR

Existen algunos flujos con superficie libre donde las propiedades geométricas de las líneas de corriente, y con ellas el valor de $\Delta h/(v_0^2/2g)$, deducido de la ecuación de Bernoulli entre dos secciones, no se altera por la influencia de la gravedad, aun cuando el número de Froude tome valores numéricos muy pequeños. Estos flujos son tales que $\Delta h/(v_0^2/2g)$ no puede ser modificado con independencia del número de Fr . De modo que ya no provoca efectos el número de Froude. Esta característica y el hecho de que, bajo ciertas condiciones, el efecto de los otros parámetros de flujo (número de Reynolds, Re , Weber, We , y de cavitación, Ka) es también insignificante, hacen que las estructuras de estudio (compuertas, vertederos, etc.) sean definidas como estructuras de control. En ellas, para un valor dado de Δh queda determinado o controlado el caudal unitario por unidad de ancho $q = V_0 \cdot L$; o viceversa, para un caudal dado q se determina el valor de Δh .

Para analizar los distintos coeficientes de descarga hay que partir de la ecuación de energía o Bernoulli entre dos puntos, considerando las hipótesis a), b) y c) del apartado 3.1.2, se tiene que:

$$z_1 + \frac{P_1}{\gamma} + \frac{V_1^2}{2g} = z_0 + \frac{P_0}{\gamma} + \frac{V_0^2}{2g} \quad (3.21)$$

Al simplificar esta forma mediante la definición de altura piezométrica $h = z + p/\gamma$, varía de la siguiente forma:

$$\frac{h_1 - h_0}{V_0^2/2g} = 1 - \left(\frac{V_1}{V_0} \right)^2 \quad (3.22)$$

$$\frac{h_1 - h_0}{V_0^2/2g} = \frac{\Delta h}{V_0^2/2g} \quad (3.23)$$

Tanto el término de la derecha como el de la izquierda de la ecuación 3.22 son función de las propiedades de las líneas de corriente o de aquellos parámetros que influyen en estas.

Si se toma el inverso del miembro de la derecha de la ecuación 3.23 y se eleva a un medio, considerando que $q = V_0 \cdot L$, se puede obtener la ecuación del coeficiente de descarga:

$$C_q = \frac{V_0}{\sqrt{2g\Delta h}} = \frac{q}{L\sqrt{2g\Delta h}} \quad (3.24)$$

donde L es la longitud característica del contorno del flujo.

El coeficiente de descarga, en general, será función de:

- las propiedades geométricas y rugosidad del contorno,
- las condiciones de flujo de aproximación,

- las condiciones de contorno a lo largo de la superficie libre (cuando existen discrepancias con las condiciones de presión atmosférica),
- Fr (en flujos con superficie libre, donde el número de Froude sea pequeño, a menos que Fr no pueda variar en forma independiente a C_q),
- Re (para valores pequeños de Re y cuando se presenten pérdidas de energía),
- We (para valores pequeños de We),
- Ka (para $Ka < Ka_{cr}$, donde Ka_{cr} presenta el valor del número de cavitación para el cual se tiene el inicio de la cavitación).

(3.25)

Para estructuras de control, como se ha mencionado anteriormente, en los casos en los que son insignificantes tanto la influencia de los parámetros de flujo, como la influencia de los parámetros de flujo, como la rugosidad y las condiciones del flujo de aproximación, C_q queda en función de:

- las propiedades geométricas del contorno,
- las condiciones de contorno a lo largo de las superficies libres.

(3.26)

3.2.1. Compuertas con nivel libre aguas arriba y descarga libre

En este tipo de compuertas el coeficiente de contracción C_c depende de la apertura relativa de la compuerta s/y_o (ver figura 3.6), siempre que se suponga la condición de flujo ideal, es decir, que el efecto del fondo sea insignificante, con lo que el número de Froude deja de ser una variable independiente ($\Delta H/(v_o^2/2g)$ no puede cambiar independientemente de Froude).

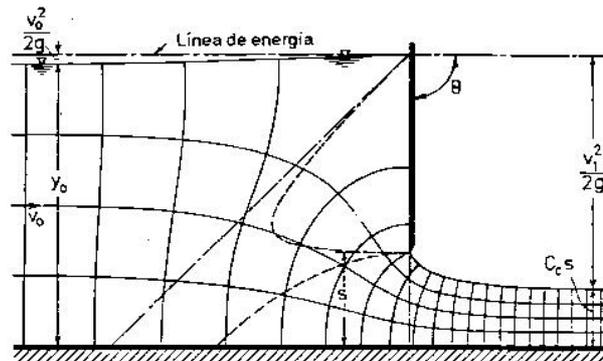


Figura 3.6 Distribución de presiones en la sección de salida para un flujo libre bajo una compuerta.

Según la figura 3.7, el coeficiente de descarga se define como:

$$C_q = \frac{q}{s\sqrt{2gy_o}} \quad (3.27)$$

siendo $q = Q/b$ el caudal unitario. Comparada con la ecuación básica (ec.3.24), y_o sustituye a Δh y la apertura de la compuerta s en lugar de L . En vez de utilizar y_o ,

también se podría utilizar la diferencia entre los niveles de agua ($y_o - C_c s$) para sustituir a Δh , o bien, la distancia entre alturas de energía ($y_o + V_o^2/2g - C_c s$).

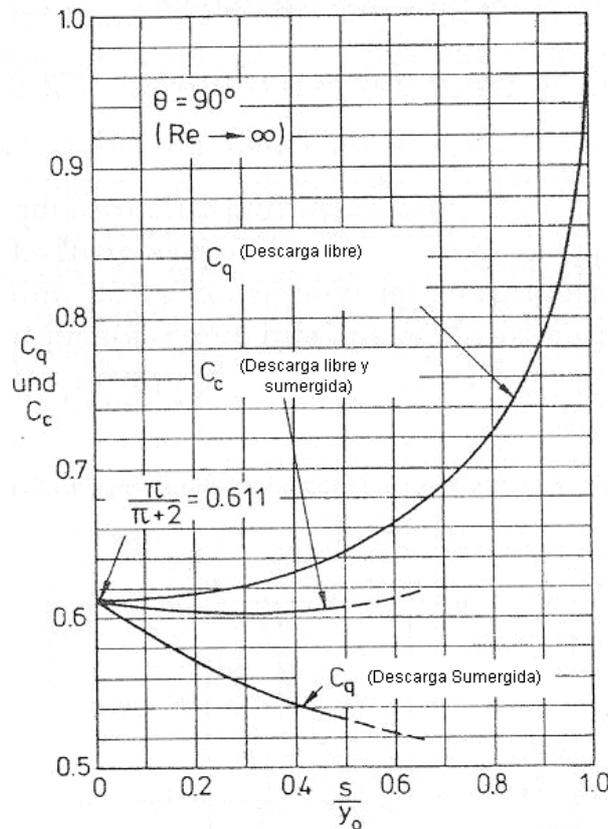


Figura 3.7 Coeficientes de descarga y de contracción para el flujo bajo una compuerta.

Otra forma de evaluar el caudal se puede obtener de la figura 3.8 y la relación entre sus alturas:

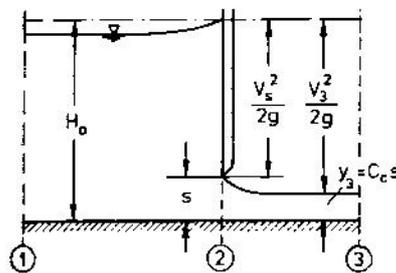


Figura 3.8 Flujo bajo una compuerta.

$$q = C_c s \sqrt{2g(H_o - s)}; \text{ con } H_o = y_3 + \frac{V_3^2}{2g} \tag{3.28}$$

Las condiciones de flujo en las que se basa el diagrama 3.7, se aproximan mucho a la mayoría de los casos prácticos. Únicamente en las investigaciones con modelos no se puede dejar de considerar por ejemplo, el efecto del número de Reynolds, que se

manifiesta fundamentalmente a lo largo del fondo. Si no se considera esta influencia, a partir de la ecuación 3.25, para el caso de descarga libre (condición de borde a lo largo de la superficie libre: presión atmosférica), se obtiene la siguiente relaciones:

$$C_q = \frac{C_c}{\sqrt{1 + C_c s/y_o}} \quad (3.29)$$

$$C_q = C_q\left(\frac{s}{y_o}, \theta\right) \quad \text{y} \quad C_c = C_c\left(\frac{s}{y_o}, \theta\right) \quad (3.30)$$

La representación de sus resultados en la figura 3.7, muestra que C_c , para $\theta = 90^\circ$, toma un valor aproximadamente constante ($C_c = 0.61$) para un amplio intervalo de valores de s/y_o . Para $s/y_o = 0$, C_q y C_c son iguales y toman un valor de 0.611. Conforme aumenta s/y_o , C_q decrece. El valor extremo $s/y_o = 1$ corresponde al flujo con la compuerta totalmente abierta. En este caso extremo, el flujo bajo la compuerta se transforma en un flujo con profundidad crítica $y_o = y_c = 2(V_o^2/2g)$ debido a que no está sumergido.

En la zona de mayores valores de s/y_o , cercanos al valor crítico, el flujo bajo la compuerta se vuelve muy inestable. Por esta razón, estos valores de operación de la compuerta tienen muy poca importancia en la práctica.

Los resultados representados en la figura 3.7 son válidos únicamente para el flujo plano bidimensional; es decir, para anchos del canal muy amplios $b \gg s$. Si el ancho del canal es estrecho, perturban las condiciones del flujo el déficit de velocidad cerca de la superficie libre aguas arriba de la compuerta, el vórtice superficial en la esquina originado por esta causa (figura 3.9), así como el efecto de las cadenas de vórtices de eje vertical que se forman en las esquinas de las paredes laterales con la compuerta, lo que, obviamente también afecta el coeficiente de descarga. Otras perturbaciones pueden originarse también en las guías de las compuertas.

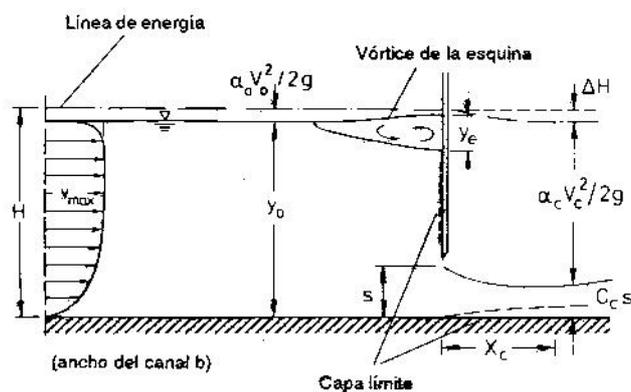


Figura 3.9 Influencia del número de Reynolds; formación de vórtices.

Respecto al número de Reynolds, su influencia sobre los valores de los coeficientes de descarga o de contracción es insignificante en la práctica en la mayoría de los casos, debido a que este, tiene un valor muy alto ($Re \rightarrow \infty$). Sin embargo, en los ensayos de modelo, Re_M , es notablemente menor que el número de Reynolds en el prototipo, Re_N ,

debido a que la mayoría de los ensayos se realizan según el criterio de similitud de Froude, por el que los números de Froude en modelo y prototipo deben ser iguales. Por esta razón, el efecto de la viscosidad es mucho más importante en el modelo que en el prototipo.

Además de las variaciones mencionadas anteriormente respecto a las condiciones de proximidad, como la formación de vórtices en las esquinas o la distribución no uniforme de velocidades, la viscosidad origina una pérdida de energía adicional ΔH , entre la zona de aguas arriba y la vena contracta, así como una pequeña elevación de la superficie de agua en el chorro libre debido a la formación de la capa límite.

Naudascher en sus estudios, divide esa pérdida de energía ΔH en una parte provocada por los vórtices de las esquinas ΔH_V , y otra parte ΔH_{CL} , debida a las pérdidas que se producen en la capa límite del fondo.

$$\Delta H = \Delta H_V + \Delta H_{CL} \quad (3.31)$$

Observando la figura 3.9, la ecuación de energía tiene la siguiente forma:

$$y_0 + \alpha_0 \frac{V_0^2}{2g} = C_c s + \alpha_c \frac{V_c^2}{2g} + \Delta H \quad (3.32)$$

Según la ecuación de continuidad, el caudal unitario es:

$$q = \frac{Q}{b} = y_0 \cdot V_0 = C_c s V_c \quad (3.33)$$

$$\text{donde } C_c = C_c \left(\frac{s}{y_0}, \theta, Re \right)$$

3.2.2. Compuertas de sector

Las ecuaciones del apartado anterior son también válidas para compuertas con superficie libre aguas arriba y forma circular, aunque es necesario añadir algún otro parámetro para ajustar la descripción a la forma de la compuerta.

De acuerdo a la figura 3.10 se puede establecer la siguiente relación funcional:

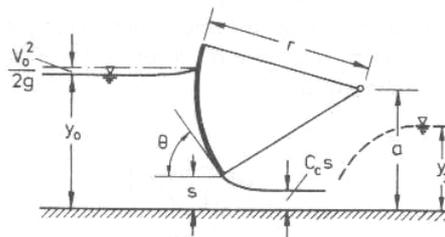


Figura 3.10 Flujo bajo una compuerta de segmento.

$$C_q = C_q \left(\frac{s}{y_o}, \frac{y_o}{r}, \frac{a}{r} \right)$$

para

$$C_q = \frac{q}{s\sqrt{2gy_o}} \quad (3.34)$$

en la que puede suponerse que los efectos de escala, es decir, los efectos de la rugosidad, la influencia del número de Reynolds, y las condiciones del flujo de aproximación y de aguas abajo, son insignificantes (especialmente la influencia de la viscosidad). Si el fondo del canal no es horizontal en la zona bajo la compuerta de cierre, por lo menos hasta la formación de la vena contracta (una distancia aproximada de tres veces el valor de la apertura de la compuerta), deberían añadirse otros parámetros geométricos.

En la figura 3.11 se observan los valores de los coeficientes de descarga para una compuerta de segmento obtenidos experimentalmente por Gentillini (citado por Naudascher, 2000). Las mediciones se realizaron en el intervalo $3 \text{ cm} < s < 9 \text{ cm}$ para un $r = 50 \text{ cm}$, y demostraron que para este caso, dentro del intervalo de estudio se pueden reemplazar los dos parámetros a/y_o y r/a por uno solo, el ángulo θ que forma la inclinación de salida del flujo con la horizontal, es decir, que:

$$C_q = C_q \left(\frac{s}{y_o}, \theta \right)$$

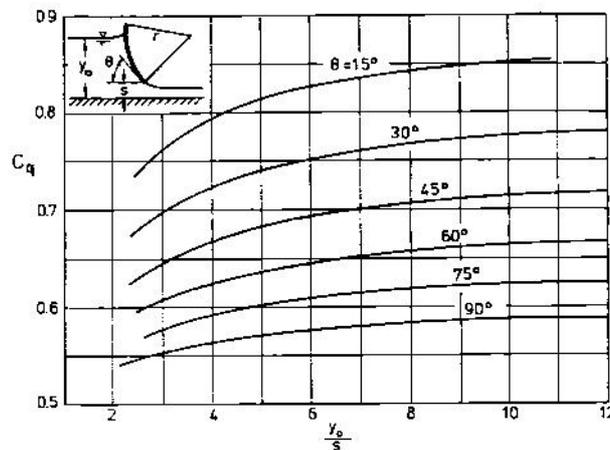


Figura 3.11 Coeficientes de descarga para una compuerta de segmento con descarga libre.

Arthur Toch (mencionado en Naudascher, 2000), obtuvo otros coeficientes de descarga experimentales en sus investigaciones (figura 3.15 y fig 3.12). Para dichas investigaciones el radio del segmento era $r = 66 \text{ cm}$, y la altura del eje de la compuerta $a = 43.3 \text{ cm}$ sobre el fondo. Para Toch, al igual que para Gentillini, el parámetro más importante es el ángulo θ .

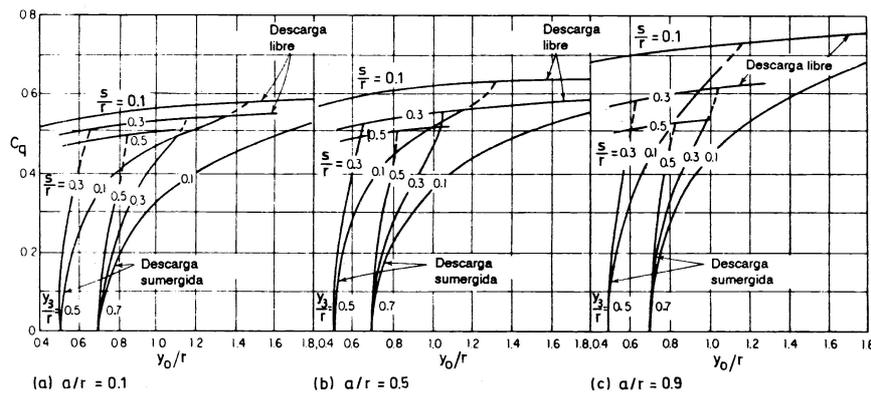


Figura 3.12 Coeficientes de descarga para una compuerta de segmento con descarga libre y sumergida.

Para estimar el caudal unitario, con un error admisible de $\pm 5\%$ según los resultados de Toch, se puede utilizar la siguiente expresión:

$$q = C_q s \sqrt{2gy_0} = \frac{C_c}{\sqrt{1 + C_c s / y_0}} s \sqrt{2gy_0}$$

con

$$C_c \cong 1 - 0.75 \frac{\theta^o}{90} + 0.36 \left(\frac{\theta^o}{90} \right)^2 \quad \theta^o \leq 90^o \quad (3.35)$$

Donde θ debe expresarse en grados sexagesimales.

Los valores dados para C_q y para C_c , al igual que los mencionados anteriormente para compuertas planas, se refieren a problemas de flujo bidimensional ($b \gg s$), y señalar que los valores experimentales que sirven de base fueron obtenidos en canales de ensayos estrechos.

3.2.3. Compuertas con nivel libre aguas arriba y descarga sumergida

Si en la figura 3.13 se toman tres secciones transversales 1), 2) y 3), y se supone que en la sección 2) se tiene una distribución aproximadamente hidrostática de presiones (líneas de corriente no tienen curvatura), que el efecto de la viscosidad entre dicha sección y la 1) no se tiene en consideración, con la ayuda de las ecuaciones de continuidad y la energía, bajo las hipótesis simplificadoras de que $\alpha = \beta = 1$, se pueden obtener el caudal por unidad de ancho q y el coeficiente de descarga C_q .

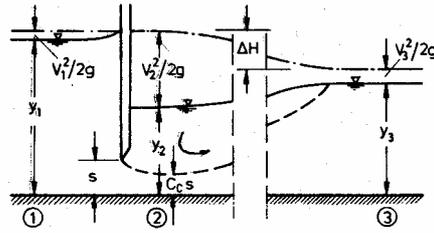


Figura 3.13 Flujo sumergido bajo una compuerta.

$$q = y_1 V_1 = C_c s V_2 = y_3 V_3 \quad \text{Ec. de continuidad}$$

$$y_1 + \frac{V_1^2}{2g} = y_2 + \frac{V_2^2}{2g} \quad \text{Ec. de energía}$$

$$q = C_c s \sqrt{2g(y_1 - y_2 + V_1^2/2g)} \quad (3.36)$$

o bien,

$$q = C_q s \sqrt{2gy_1} \quad (3.37)$$

con lo que

$$C_q = \frac{q}{s \sqrt{2gy_1}} \quad (3.38)$$

$$C_c = \frac{q}{s \sqrt{2g(y_1 + V_1^2/2g - y_2)}} \quad (3.39)$$

El valor y_2 se obtiene a partir de la ecuación del impulso, también bajo la simplificación de $\beta = 1$:

$$\sum F_s = \rho q (V_3 - V_2)$$

$$\frac{\gamma}{2} (y_2^2 - y_3^2) = \rho q (V_3 - V_2)$$

$$\gamma \frac{y_2^2}{2} + \rho q V_2 = \gamma \frac{y_3^2}{2} + \rho q V_3$$

$$\gamma \frac{y_2^2}{2} + \rho \frac{q^2}{C_c s} = \gamma \frac{y_3^2}{2} + \rho \frac{q^2}{y_3} \quad (3.40)$$

El valor C_c puede obtenerse de la figura 3.7, mejorando su precisión cuanto más pequeña sea la diferencia entre las superficies libres de agua $y_1 - y_2$, y con ello, la ondulación de las mismas.

El coeficiente de descarga C_q puede ser obtenido a partir de las ecuaciones anteriores, como función de los parámetros y_1/s y y_3/s para generalización (es decir, independientemente de las dimensiones geométricas y de las velocidades reales absolutas):

$$C_q = C_q \left(\frac{y_1}{s}, \frac{y_3}{s} \right) \quad (3.41)$$

y puede representarse en un diagrama como el de la siguiente figura.

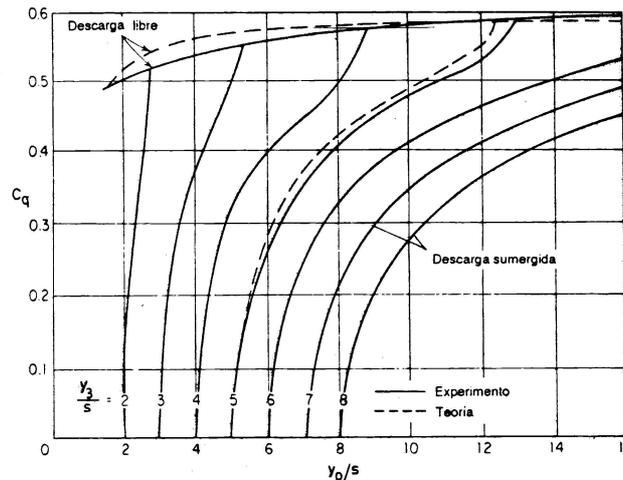


Figura 3.14 Coeficientes de descarga para flujo sumergido bajo una compuerta plana.

Para una relación de sumersión de $y_3/s = 5$, se dibujan los resultados de cálculo con líneas de segmentos. De la comparación entre esta línea de segmentos y la línea de trazos y puntos correspondiente a los resultados experimentales según Harold R. Henry (citado por Naudascher, 2000) se puede comprobar que ambos valores, los calculados y los experimentales, difieren poco, específicamente su variación es tanto mayor cuanto más se acercan a las condiciones de descarga libre. La razón para esta discrepancia se encuentra en que conforme disminuye el efecto del embalse desde aguas abajo, la diferencia entre la distribución real de presiones y la distribución hidrostática supuesta en la sección transversal 2) es mayor, añadiendo también la influencia del ingreso de aire en el remolino superior.

Las ecuaciones fundamentales presentadas anteriormente pueden ser utilizadas como una buena aproximación en el cálculo del flujo que varía bruscamente en canales. Por otro lado los criterios de diseño hidráulico, como por ejemplo, información sobre coeficientes de descarga, pueden expresarse en forma muy simple y clara siempre que el problema de interés se exprese en función de los parámetros adimensionales. Por ejemplo, para presentar el caudal Q en lugar del coeficiente C_q como función de los parámetros y_1/s y y_3/s , se necesitarían varios diagramas, con muchos haces de curvas que indicarían la influencia de las magnitudes s , y_1 , y_3 y B .

Más confusa y difícil sería la representación de las relaciones del caudal para un mayor número de magnitudes geométricas, como en el caso de la compuerta de segmento de la

figura 3.15a. En este caso tienen una influencia importante la altura a del apoyo y el radio r de la curvatura del segmento.

El uso de magnitudes adimensionales permite también aquí que se logre una representación clara de las relaciones de caudal para la compuerta de segmento en un único diagrama, como el que representó Metzler (mencionado por Naudascher, 2000), ver figura 3.15b.

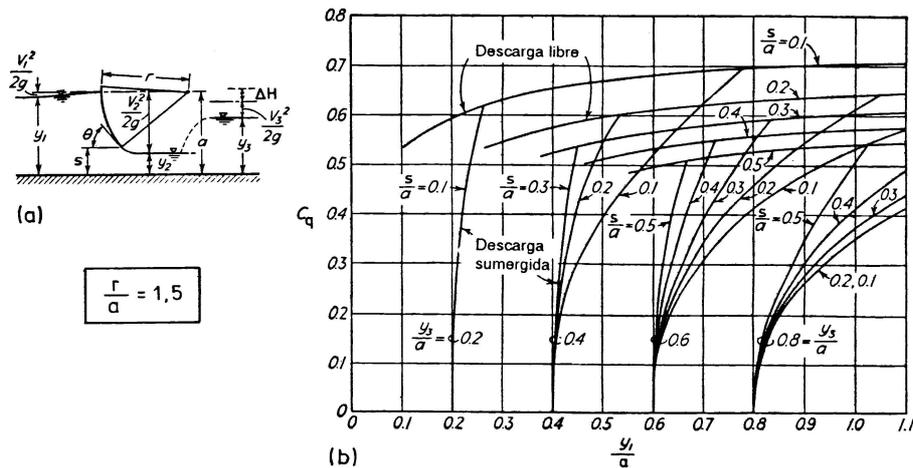


Figura 3.15 Coeficientes de descarga para una compuerta de segmento con descarga libre y sumergida según Metzler.

3.2.4. Influencias derivadas de la escala

Existen diferencias entre los datos obtenidos en los ensayos con modelos a diferentes escalas de un mismo prototipo. A estas diferencias se les llama “efectos de escala”, aunque se puede demostrar con base en las consideraciones del análisis dimensional, que dichas diferencias o discrepancias son debidas, a que no todos los parámetros pueden ser tomados en cuenta simultánea y adecuadamente en los ensayos en modelo, como requeriría la ecuación 3.25 por ejemplo. A continuación se enumeran las influencias más destacadas de estos efectos de escala:

- a) Influencias de las características geométricas y de la rugosidad.

En la figura 3.16, la influencia de la zona de desprendimiento o separación que se muestra disminuye el caudal. Sólo puede ser determinada por medio de ensayos en modelo, en los que se debe tener cuidado de representar de la forma adecuada una zona suficientemente grande aguas arriba de la compuerta. Las ecuaciones descritas anteriormente no concluirían valores correctos.



Figura 3.16 Vista superior de una compuerta en una curva en un canal.

Otro efecto de escala está relacionado con las características geométricas si no se considera la perturbación del flujo que se origina en los nichos de la compuerta, o si en el modelo existen imprecisiones geométricas en el contorno que perturben sensiblemente la corriente. Así por ejemplo, la magnitud del redondeamiento o un fallo en el extremo inferior de la compuerta, tienen una gran influencia sobre el coeficiente de contracción.

La rugosidad es importante en determinadas formas de compuerta, como por ejemplo, la que se observa en la figura 3.17. El salto brusco de valores altos de C_w (coeficiente de rugosidad) a valores bajos, que se observa en la figura 3.18 según Fage y Warsap (mencionado por Naudascher, 2000), está relacionado con el desplazamiento de la línea de separación A hacia aguas abajo. Debe esperarse un desplazamiento similar de la línea A en la figura para el caso del borde inferior de una compuerta de forma cilíndrica y circular. La rugosidad de la superficie tiene una influencia sobre el coeficiente de contracción C_c para números de Reynolds, $Re=V_o d/v$ entre 10^4 y 4×10^5 : una disminución del valor de C_w corresponde aquí a un incremento del coeficiente C_c .

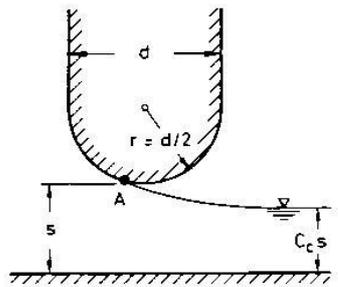


Figura 3.17 Detalle de una compuerta borde redondeado (A = línea a lo largo de la cual se separa el chorro).

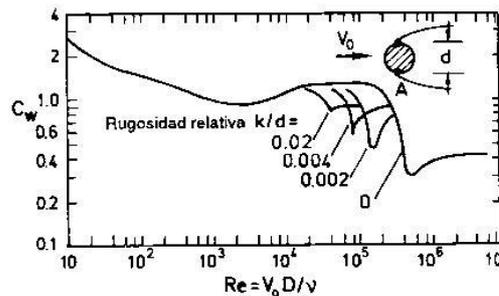


Figura 3.18 Influencia de la rugosidad y del con número de Reynolds sobre la ubicación de la línea de separación A y sobre el coeficiente C_w .

b) Influencia del número de Reynolds.

El efecto de la rugosidad mencionado en el apartado anterior, puede ser considerado también como un efecto de la viscosidad. Se puede afirmar en términos muy generales, que los efectos de Re aparecen en particular donde la línea de separación (línea A en la figura 3.17) no está claramente definida por un borde agudo.

c) Influencia de las condiciones del flujo de aproximación.

De los estudios de Fage y Warsap, se sabe que el grado de turbulencia del flujo de aproximación tiene un efecto similar al de la rugosidad sobre el valor de C_w para un cilindro circular. Conforme aumenta el grado de turbulencia, mayor es el desplazamiento de la línea de separación A en dirección hacia aguas abajo, para valores menores que el número de Reynolds, con la consecuente disminución del valor C_w o incremento del valor C_c .

La turbulencia del flujo de aproximación ejerce también influencia sobre el flujo alrededor de cuerpos con bordes agudos (figura 3.19c). Cuanto mayor sea la turbulencia, más fuerte será la curvatura de la línea de corriente en la zona de separación (figura 3.19 b y c) y con esta, se reduce aquí la presión atmosférica, y se incrementa la fuerza de resistencia, a menos que la línea de separación del flujo vuelva a adherirse al cuerpo, tal y como ocurre para valores grandes de d/h (figura 3.19c). El efecto correspondiente sobre el valor de C_w puede obtenerse de la figura 3.19a (obtenida en Naudascher, 2000). En forma similar a lo mencionado para las figuras 3.17 y 3.18, existe también un efecto análogo en la figura 3.19a con respecto al valor de C_c para una compuerta con bordes agudos; sin embargo, estas relaciones son válidas únicamente para condiciones de flujo sumergido.

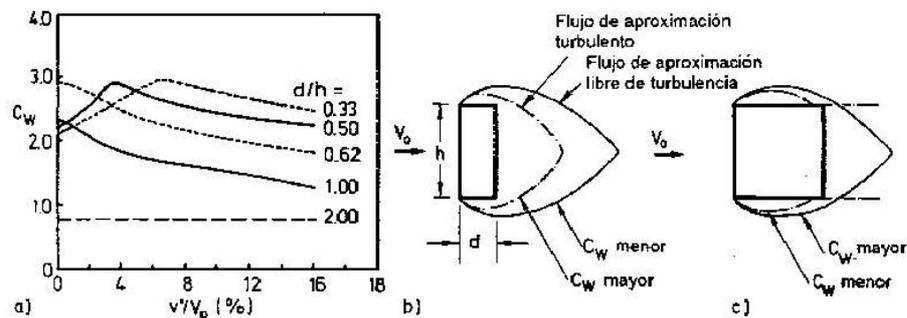


Figura 3.19 Influencia del grado de turbulencia v'/V_0 del flujo de aproximación sobre: a) el coeficiente de resistencia C_w ; b) y c) el recorrido de la línea de separación en los casos de prismas sumergidos en la corriente.

d) Influencia de las condiciones del flujo aguas abajo.

Un efecto muy importante sobre la precisión de las medidas (que muy pocas veces se toma en cuenta, a pesar de que no es insignificante) se relaciona con la distribución de velocidades en la sección transversal donde se mide el nivel de aguas abajo. Dependiendo del grado de discrepancia entre las condiciones existentes en la sección transversal de medición y la distribución logarítmica, se presenta un error Δy en la profundidad medida de agua y_2 (figura 3.20). Si no se considera el efecto de las pérdidas por rozamiento, se puede calcular esta diferencia Δy mediante la ecuación del impulso y la de continuidad.

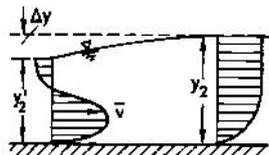


Figura 3.20 Efecto de la distribución no uniforme de velocidades sobre la profundidad de agua.

e) Influencia de las vibraciones y flujo no permanente.

En el momento en el que una compuerta se mueve con una determinada velocidad (ds/dt), el flujo controlado por ella se torna no permanente, invalidando las

ecuaciones correspondientes al flujo estacionario. Sólo si esa determinada velocidad de la compuerta es extremadamente pequeña en comparación con una velocidad característica del flujo V_c , se puede considerar al flujo como cuasi estacionario; es decir, como una sucesión de varios estados de flujo estacionario. Esta condición se cumple normalmente en la mayoría de las estructuras de cierre.

Otro tipo de flujo no permanente bajo una compuerta se presenta debido a vibraciones de la compuerta. Es importante conocer la intensidad con la que una vibración puede influir en la fuerza de resistencia o en la presión de base en el caso de la corriente alrededor de un cilindro.

Igualmente importante es saber que, dependiendo de la forma de la sección transversal del cilindro, la fuerza de resistencia aumenta (forma circular o disminuye (forma cuadrada). Esto significa que si se producen vibraciones de la compuerta, se deben esperar grandes variaciones del coeficiente de descarga C_q . de acuerdo a las figuras 3.18 y 3.19 el C_q puede incrementarse o disminuir, dependiendo de la forma del borde inferior de la compuerta.

3.3. ESTRUCTURAS DE CONTROL DE FLUJO SUPERIOR

3.3.1. Vertedero de cresta delgada

Para el cálculo del caudal volumétrico sobre un vertedero de pared delgada de una forma simple, se plantea la ecuación de Bernoulli entre dos secciones transversales, aguas arriba y aguas abajo:

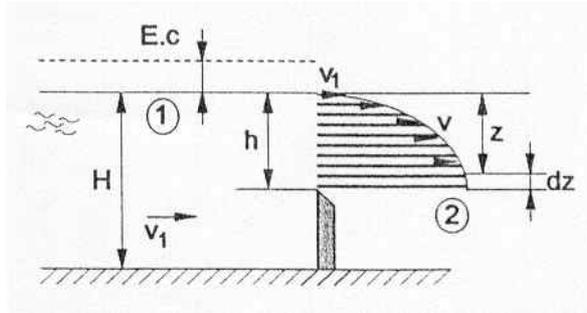


Figura 3.21 Esquema del flujo sobre un vertedero de cresta delgada.

$$\frac{P_1}{\rho g} + z_1 + \frac{V_1^2}{2g} = \frac{P_2}{\rho g} + z_2 + \frac{V_2^2}{2g} \quad (3.42)$$

donde $z = z_1 - z_2$ y las presiones en las secciones 1 y 2 corresponden a la presión atmosférica, por lo que se pueden eliminar, siendo entonces la velocidad aguas abajo

$$V_2 = \sqrt{2g \left(z + \frac{V_1^2}{2g} \right)} \quad (3.43)$$

El caudal sobre el vertedero:

$$dq = dz \cdot V_2 = dz \sqrt{2g \left(z + \frac{V_1^2}{2g} \right)} \quad (3.44)$$

Al integrar la ecuación anterior entre el intervalo 0 y h :

$$q = \frac{2}{3} \sqrt{2g} \left[\left(z + \frac{V_1^2}{2g} \right)^{3/2} \right]_0^h = \frac{2}{3} \sqrt{2g} \left[\left(h + \frac{V_1^2}{2g} \right)^{3/2} - \left(\frac{V_1^2}{2g} \right)^{3/2} \right] \quad (3.45)$$

Se considera que el flujo de aproximación es nulo dado el estado de embalse aguas arriba, por lo que el caudal por unidad de ancho y el coeficiente de descarga toman la siguiente forma:

$$C_q = \frac{q}{\frac{2}{3} \sqrt{2gh}^{3/2}} \quad (3.46)$$

$$q = \frac{2}{3} C_q \sqrt{2gh}^{3/2} \quad (3.47)$$

En la figura 3.22 se presenta el flujo sobre un vertedero de cresta delgada de manera más compleja. Para este tipo de estructura, los parámetros Fr y C_q son dependientes entre sí, ya que $V_o = q/(w + h)$ siendo $Fr = V_o \sqrt{g(w+h)}$

y

$$C_q = \frac{q}{\frac{2}{3} \sqrt{2gh}^{3/2}} \quad (3.48)$$

o bien,

$$C_q^* = \frac{q}{\frac{2}{3} \sqrt{2gH}^{3/2}} \quad (3.49)$$

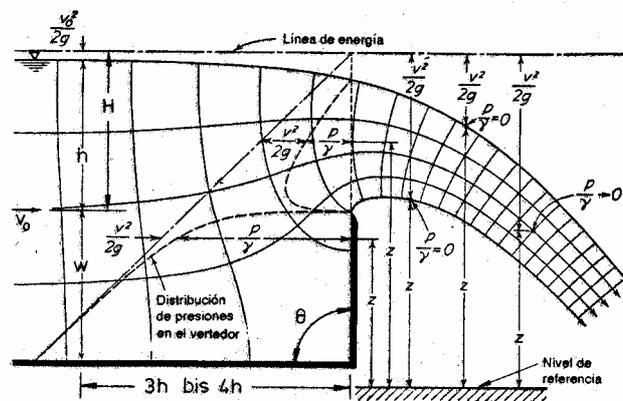


Figura 3.22 Flujo sobre un vertedero de pared delgada y distribución de presiones en la sección de salida.

La altura h del flujo sobre el vertedero debería medirse en una sección transversal ubicada a una distancia entre $3h$ y $4h$ aguas arriba del borde superior del vertedero, donde por un lado, la curvatura del flujo ya no tiene ninguna influencia y, por otro, las pérdidas de energía son insignificantes.

En el cálculo del caudal por unidad de ancho q , se considera que la influencia del número de Reynolds, Re , y el número de Weber, We , es despreciable, a no ser que los ensayos se realicen con escalas extremadamente pequeñas. Además, la ventilación de la zona de aireación debe estar garantizada.

Si se limita el análisis a condiciones definidas de contorno, con presión atmosférica a lo largo de las superficies libres únicamente se tendrán en cuenta parámetros geométricos:

$$C_q = \frac{q}{\frac{2}{3} \sqrt{2gh}^{3/2}} = C_q \left(\frac{h}{w}, \theta \right) \quad (3.50)$$

esta relación se presenta en la figura 3.23 para $\theta = 90^\circ$, de acuerdo con los ensayos de Kandaswamy y Rouse (citado en Naudascher, 2000). En dicha figura se presentan dos curvas, una para cargas pequeñas y otra para umbrales de cresta o pared delgada.

Para cargas pequeñas h/w sobre el vertedero, se puede utilizar la ecuación propuesta por Tr.Rehboch (Naudascher, 2000).

$$C_q = 0.61 + 0.08 \frac{h}{w} \quad \text{para} \quad \frac{h}{w} < 6 \quad (3.51)$$

Para relaciones w/h del vertedero pequeñas, para umbrales de cresta delgada, se presentan en el caso extremo condiciones de flujo crítico, según lo demostró Böss (Naudascher, 2000); es decir:

$$q = y_c V_c = \sqrt{g} y_c^{3/2} = \sqrt{g} (w + h)^{3/2} \quad (3.52)$$

Al introducir esta relación en la ecuación 3.48, se obtiene para el intervalo de pequeños valores w/h , la relación siguiente:

$$C_q = 1.06 \left(1 + \frac{w}{h} \right)^{3/2} \quad \text{para} \quad \frac{h}{w} < 0.06 \quad (3.53)$$

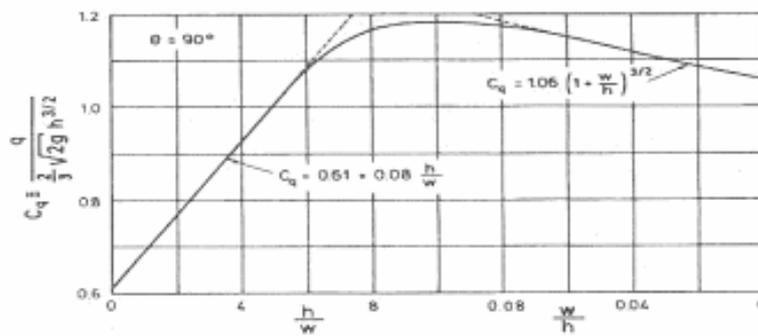


Figura 3.23 Coeficientes de descarga para vertederos de pared delgada y umbrales con flujo libre.

Como se puede comprobar en la figura 3.23, existe una transición entre las dos curvas. Esta transición es continua y presenta un máximo de C_q en el punto $h/w = 10$. Este valor puede considerarse como el valor límite entre los problemas de flujo sobre un vertedero y sobre un umbral; además indica la condición de flujo para la que se produce la mayor curvatura del chorro. Es decir, cuando el valor de h/w se acerca a 10, la napa vertiente se eleva y aumenta su espesor, ya sea sobre un vertedero o sobre un umbral. Así queda reflejado en la figura 3.24, en la que se muestran los perfiles de la napa vertiente para vertederos y umbrales de pared delgada con aireación total determinados por Rouse y Kandaswam en forma adimensional (Naudascher, 2000).

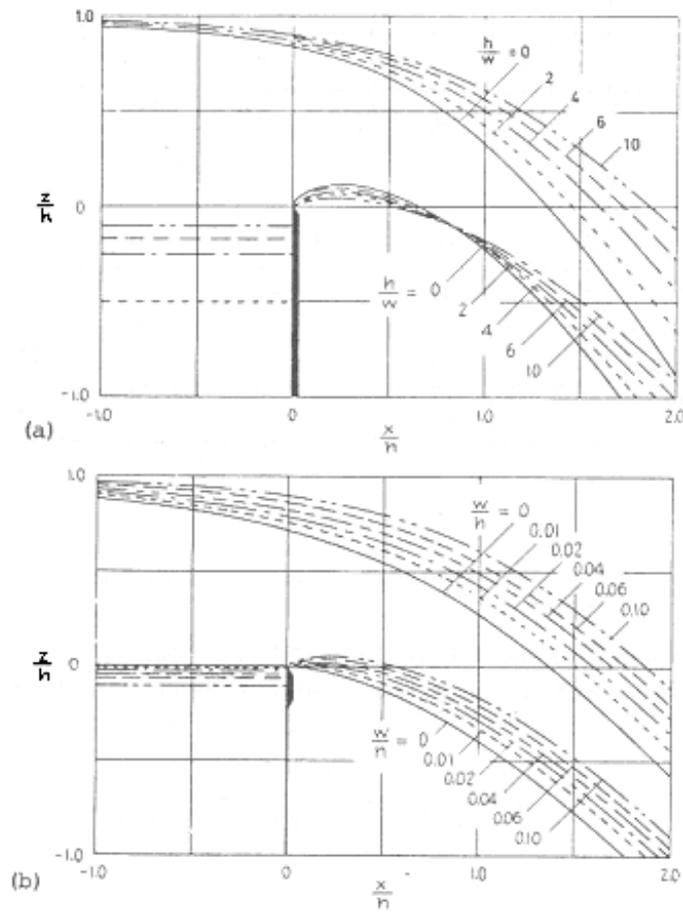


Figura 3.24 Perfiles de la napa vertiente con aireación: a) vertederos de cresta delgada, y b) umbrales cresta delgada.

Si se representa la relación C_q^* , $H = h + V_o^2/2g$ (figura 3.22), con los valores h/w y w/h al igual que se ha hecho con C_q , se obtienen valores que varían muy poco entre sí ($0.577 < C_q^* < 0.67$). Esta variación pequeña en C_q^* tiene la gran ventaja de que los errores en la apreciación de h/w ejercen muy poca influencia en la determinación del caudal. Por esta razón, el cálculo del caudal debería hacerse con el valor de C_q^* de la siguiente figura.

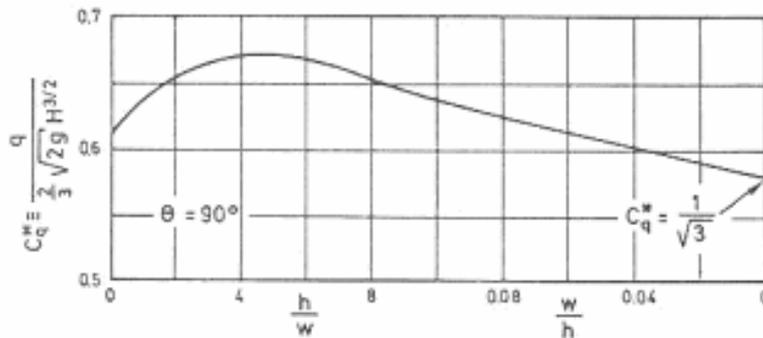


Figura 3.25 Coeficientes de descarga para vertederos de pared delgada y umbrales con flujo libre.

A continuación se muestra el perfil de la superficie inferior de la napa vertiente en forma generalizada.

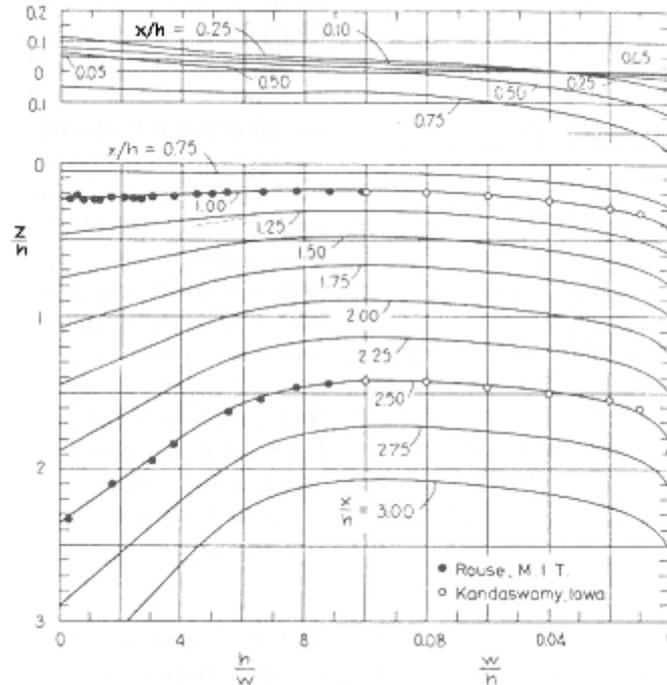


Figura 3.26 Coordenadas adimensionales de la superficie de la napa sobre vertederos y umbrales de cresta delgada. Flujo con aireación.

Una de las condiciones que se debe cumplir para la aplicabilidad de los datos presentados en la figura anterior, es que existan condiciones atmosféricas de contorno a lo largo de las superficies libres de la napa. Esta condición de contorno puede ser modificada por dos hechos, con lo que también se modifica el coeficiente de descarga. El primero de los hechos es que la superficie inferior del chorro no esté aireada adecuadamente, con lo que la distribución de presiones en la napa varía de tal modo que el valor de C_q se incrementa a causa de la presión negativa que se origina en la parte inferior de la misma, $p_u < 0$. El segundo hecho que se puede producir, es que la napa vertiente queda sumergida desde aguas abajo, es decir se produce sumersión, $h_u > 0$, con lo que disminuye el rendimiento en el caudal y con él también C_q .

Por estas razones se debe considerar además los parámetros p_u y h_u en la ecuación 3.50 en forma adimensional.

$$C_q = C_q \left(\frac{h}{w}, \theta, \frac{P_u/\gamma}{h}, \frac{h_u}{h} \right) \quad (3.54)$$

3.3.2. Vertederos de pared gruesa

El flujo sobre un vertedero de pared ancha o gruesa se caracteriza por presentar dos tipos de flujo en el mismo vertedero, un flujo de entrada en un canal en el extremo superior del vertedero y un flujo con caída libre o escalón en el extremo inferior. El

tramo intermedio es, por lo general suficientemente largo para que deban considerarse los efectos de la capa límite, pero no tanto como para que puedan ignorarse los efectos de la aceleración debida a la curvatura de las líneas de corriente.

Un vertedero de pared gruesa debe ser lo suficientemente alto para dar lugar a que el flujo crítico ocurra sobre la superficie plana.

Para niveles de aguas abajo bastante altos, el flujo sobre el vertedero es subcrítico y está controlado totalmente por el nivel de aguas abajo y no por el vertedero (figura 3.27).

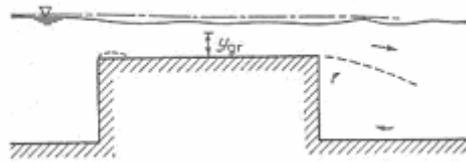


Figura 3.27 Flujo subcrítico sobre un vertedero con el borde superior no redondeado.

El flujo crítico se presenta cuando baja el nivel de aguas abajo con $y = y_c$ y $H = (H_o)_{min}$, con lo que el control del flujo pasa al vertedero (el flujo permanece invariable, aún cuando continúe disminuyendo el nivel de aguas abajo).

La ubicación de la sección de control depende de la forma del vertedero.

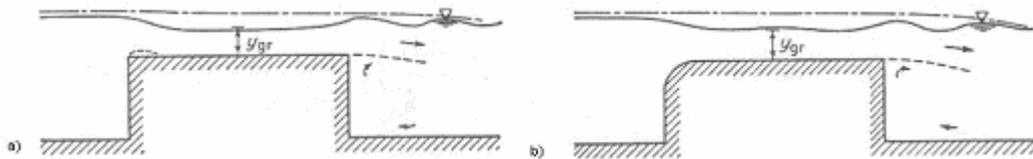


Figura 3.28 a) Flujo supercrítico sobre un vertedero de pared gruesa con el borde superior no redondeado; b) Flujo supercrítico sobre un vertedero de pared gruesa con el borde superior redondeado.

Si el borde superior aguas arriba no está redondeado (figura 3.28a), el flujo se separa en esa zona y la sección de control coincide con el punto más alto de la línea de corriente que delimita la zona de separación, donde la altura de energía específica H_o llega a ser mínima. El flujo aguas abajo de esta sección transversal es ligeramente supercrítico. Es decir, las condiciones en la sección transversal de entrada permanecen invariables, aún cuando la cresta del vertedero tenga una inclinación hacia aguas abajo.

Si el borde aguas arriba es redondeado (figura 3.28b), la energía específica mínima $(H_o)_{min}$ se presenta en el extremo final (a menos que la cresta del vertedero sea bastante inclinada). En este caso, el caudal sobre la cresta del vertedero es todavía subcrítico y, por tanto, ligeramente ondulado.

En ambos casos, el vertedero controla el flujo que permanece sobre la cresta y hacia aguas arriba, sin ser afectada por el nivel de aguas abajo.

La velocidad de flujo sobre la pared del vertedero es la velocidad crítica por lo que el caudal unitario es:

$$V = V_c = \sqrt{gy_c} \quad (3.55)$$

$$q = V_c y_c = y_c \sqrt{gy_c} = \sqrt{g} y_c^{3/2} \quad (3.56)$$

Obtener la lectura de y_c con precisión es bastante difícil, es más fácil medir la profundidad h aguas arriba.

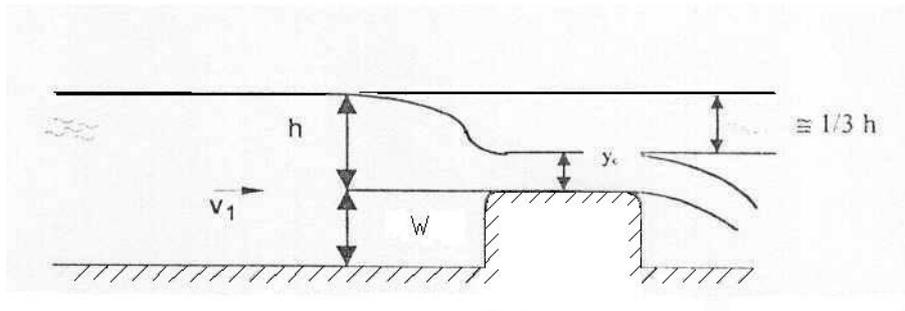


Figura 3.29 Flujo sobre un vertedor de pared gruesa.

Aplicando Bernoulli entre un punto sobre la superficie aguas arriba hasta un punto sobre la pared, y despreciando las pérdidas (efectos de viscosidad, separación, formación de la capa límite), tenemos que:

$$\frac{V_1^2}{2g} + h + w = \frac{V_c^2}{2g} + y_c + w \quad (3.57)$$

Sustituyendo $V_c = \sqrt{gy_c}$; se tiene que:

$$y_c = \frac{2}{3} \left(h + \frac{V_1^2}{2g} \right) \quad (3.58)$$

Como $\frac{V_1^2}{2g} \cong 0$, el calado crítico queda en función de h :

$$y_c = \frac{2}{3} h \quad (3.59)$$

Sustituyendo en la ecuación 3.56:

$$q = y_c \sqrt{gy_c} = \frac{2}{3} h \sqrt{\frac{2}{3} gh} = 0.544 \sqrt{g} h^{3/2} \quad (3.60)$$

$$Q = 1.70 B h^{3/2}$$

El efecto de la viscosidad puede ser evaluado para el caso de un vertedero con pared horizontal y borde redondeado aguas arriba por medio del denominado espesor de desplazamiento δ^* de la capa límite. Este valor debe considerarse en la evaluación de la altura desde el fondo, y en la posición de las paredes laterales:

$$Q = 0.544\sqrt{g}(B - 2\delta^*)(h - \delta^*)^{3/2}$$

o bien

$$Q = C^* \cdot 0.544B\sqrt{gh}^{3/2}$$

con

$$C^* = \left(1 - 2\frac{\delta^*}{B}\right)\left(1 - \frac{\delta^*}{h}\right)^{3/2} \quad (3.61)$$

Para el cálculo del espesor de desplazamiento δ^* se pueden utilizar las expresiones siguientes:

- en el caso de capa límite laminar (hasta valores de números de Reynolds de $Re_L \cong 3 \times 10^5$),

$$\frac{\delta^*}{L} = \frac{1.73}{Re_L^{0.5}} \quad (3.62)$$

- en el caso de la capa límite turbulenta sobre contorno liso (para valores de $Re_L > 3 \times 10^5$),

$$\frac{\delta^*}{L} = \frac{0.037}{Re_L^{1/5}} \quad (3.63)$$

Para la determinación de C^* es suficiente que la velocidad sobre la cresta del vertedero se suponga constante e igual a $v_c = \sqrt{2/3 gh}$.

Otra forma de calcular el caudal puede ser mediante el método de Bazin. Cuando $e/h < 0.67$, siendo e el espesor longitudinal del vertedero y h la altura del agua sobre este, el chorro de descarga se separa de la cresta y el funcionamiento del vertedero es idéntico al de pared delgada. Cuando $e/h > 0.67$, la lámina vertiente se adhiere a la cresta del vertedor y el funcionamiento es distinto. En este caso, y si el vertedero es rectangular, Bazin utiliza la ecuación del coeficiente de descarga para vertederos de pared delgada aplicándole un coeficiente de reducción:

$$Q = \varepsilon C B h^{3/2} \quad (3.64)$$

donde C es el coeficiente adecuado de un vertedero de pared delgada sin contracciones laterales, en iguales condiciones de descarga libre y se compone de:

$$C = \frac{2}{3}\sqrt{2g} C_{di} \quad (3.65)$$

donde C_{di} es el coeficiente de descarga ideal para el vertedero de pared gruesa, y cuyo valor es 0.575, siendo C en ese caso igual a 1.70. El coeficiente ε depende de la relación e/h según la ecuación

$$\varepsilon = 0.7 + \frac{0.185}{e/h} \quad (3.66)$$

válida para relaciones con un valor hasta de $e/h = 3$. Cuando $e/h > 3$ se establecen, sobre la plataforma del vertedero, condiciones de flujo con líneas de corriente paralelas a ella y de distribución de presiones hidrostáticas; además, se deja sentir la influencia de las pérdidas de energía por fricción y de entrada. En este caso, los resultados experimentales concuerdan con la fórmula de Gibson (citado en Sotelo, Hidráulica General, Volumen I 1999), para ε :

$$\varepsilon = 0.75 + \frac{0.1}{e/h} \quad (3.67)$$

que es válida hasta valores $e/h = 10$ y para vertederos con descarga libre.

3.3.3. Vertederos de desborde o aliviaderos

Este tipo de vertederos se diseñan de manera que el perfil de la estructura se ajuste al contorno inferior del chorro con descarga libre que se presentaría, para la misma carga, en un vertedero de pared delgada con una velocidad de aproximación semejante a cero y con un espacio bajo la napa totalmente aireado ($p = p_0$). De esta forma se pretende evitar inestabilidades del flujo y, sobretodo, para evitar presiones negativas a lo largo del perfil de los vertederos con el correspondiente riesgo de cavitación.

En base a los datos que obtuvo en sus experimentos el U.S. Bureau of Reclamation, el U.S. Army Corps of Engineers desarrolló algunas formas estándar en el Waterways Experimental Station (WES). Tales formas (figura 3.30), designadas como las formas de vertederos estándar WES pueden representarse mediante la siguiente ecuación:

$$X^n = KH_d^{n-1}Y \quad (3.68)$$

Donde X e Y son las coordenadas del perfil de la cresta con su origen en el punto más alto de ésta, H_d es la altura de diseño excluida la altura de velocidad del flujo de aproximación, y K y n son parámetros que dependen de la pendiente de la cara de aguas arriba. Los valores de K y n son los siguientes:

Pendiente de la cara de aguas arriba	K	n
Vertical	2,000	1,850
3 en 1	1,936	1,836
3 en 2	1,939	1,810
3 en 3	1,873	1,776

De manera que la ecuación para la pendiente vertical quedaría:

$$X^{1.85} = 2H_d^{0.85} Y \quad (3.69)$$

Para pendientes intermedias, los valores aproximados de K y n pueden obtenerse graficando los valores anteriores contra las pendientes correspondientes e interpolando en la gráfica los valores requeridos para cualquier pendiente dentro del rango graficado.

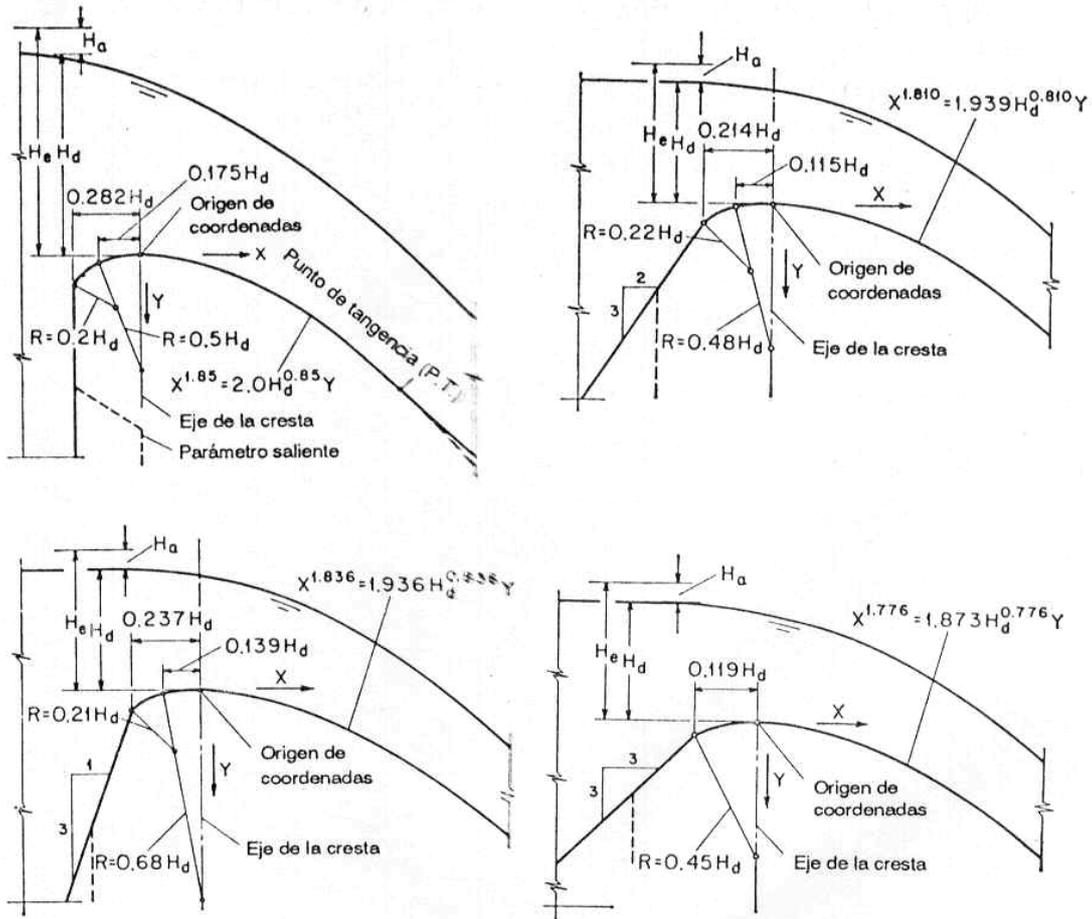


Figura 3.30 Formas estándar de aliviaderos WES (Waterways Experimental Station).

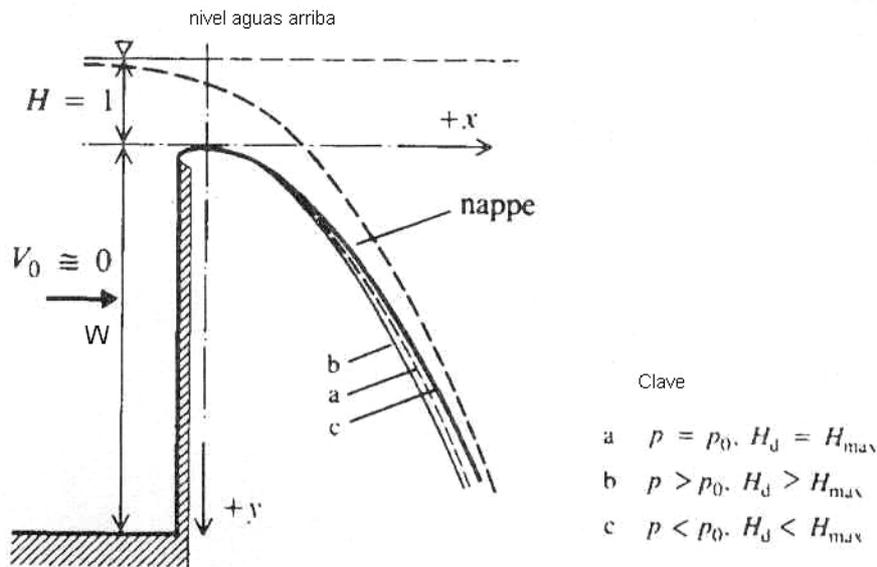


Figura 3.31 Diferentes posiciones de la napa del flujo vertiente.

En la figura 3.31 se indican las diferentes posiciones de la napa del flujo.

Para $K = 2$ las presiones sobre la superficie del aliviadero es la presión atmosférica (p_0), curva "a". Si $K > 2$, las presiones serán positivas ($p > p_0$), curva "b". Si $K < 2$, las presiones que actúan sobre la superficie del aliviadero serán negativas ($p < p_0$), curva "c".

El caudal volumétrico para este tipo de vertederos se calcula de la misma forma que para los vertederos de cresta delgada. Para un vertedero de pared delgada, el caudal vendría dado por:

$$Q = C_q \cdot \frac{2}{3} b \sqrt{2g} h^{3/2} \quad (3.70)$$

donde b es el ancho del aliviadero, h la carga y C_q el coeficiente de descarga, considerándose la velocidad de aproximación del vertedero semejante a cero. El coeficiente de descarga C_q tiene un valor aproximado a 0.62, con lo que se puede simplificar la ecuación, quedando de la siguiente manera:

$$Q \cong 1.83bh^{3/2} \quad (3.71)$$

Para un aliviadero de presa con una carga H , la ecuación 3.70 se puede escribir como:

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

o bien,

$$Q = C \cdot bH^{3/2} \quad (3.72)$$

con $C = \frac{2}{3} \sqrt{2g} C_q$ (dimensiones L/T) y siendo H la altura total de la energía sobre la cresta, incluyendo la altura de velocidad en el canal de entrada. Se debe notar que la carga

sobre el nuevo origen H es más pequeña que la carga h sobre el umbral del vertedero rectangular.

Cuando $H < W$, en la ecuación 3.70, $C_q > 0.62$ y hay presiones atmosféricas sobre la superficie del aliviadero.

Los ensayos de modelo de los vertederos han demostrado que el efecto de la velocidad de entrada es despreciable cuando la altura w del vertedero es más grande que $1.33H_d$. En estas condiciones y con la altura de diseño (es decir, W/H_d mayor que 1.33 y $H = H_d$, para lo cual la altura de velocidad de aproximación es insignificante) el coeficiente de descarga C es $C_q = 4.03$.

En vertederos bajos con $W/H_d < 1.33$, la velocidad de aproximación tendrá un efecto apreciable sobre el caudal o coeficiente de descarga y, en consecuencia, sobre el perfil de la napa. Puede utilizarse una gráfica adimensional (figura 3.32) basada en los datos de la Waterways Experimental Station para mostrar el efecto de la velocidad de aproximación sobre la relación entre H/H_d y C/C_q para aliviaderos diseñados con las formas WES con su cara de aguas arriba vertical. Para vertederos con la cara de aguas arriba inclinada, el valor de C puede corregirse para tener en cuenta el efecto de la pendiente de aguas arriba, multiplicando C por un factor de corrección obtenido del cuadro adjunto en la figura 3.32. Esta corrección se desarrolló a partir de los datos del Bureau of Reclamation.

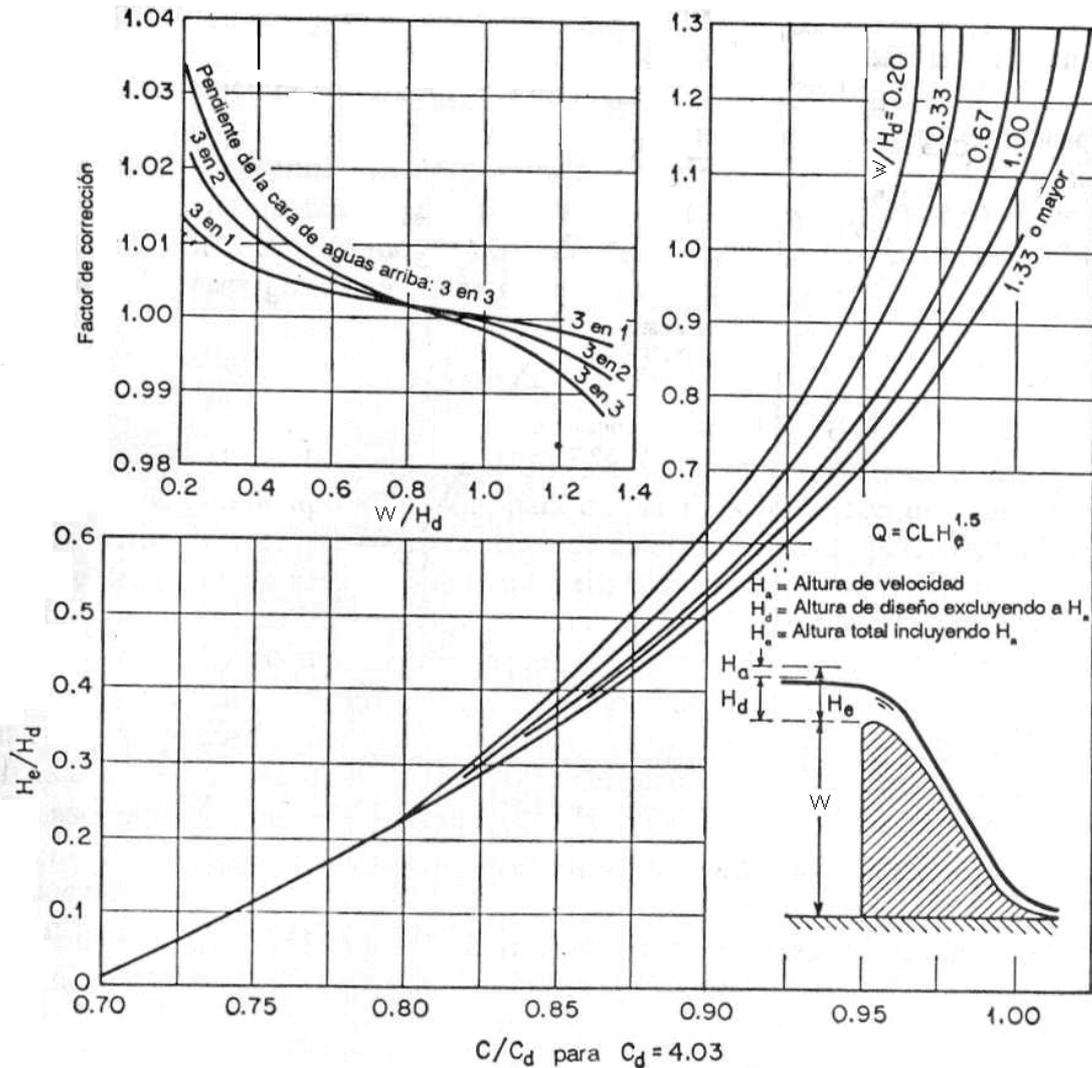


Figura 3.32 Relación altura-caudal para las formas estándar de aliviaderos WES.

Existen tres posibilidades para la elección de las relaciones entre la carga de diseño H_d utilizada en la derivación de la forma del aliviadero y la máxima carga real existente H_{max} :

- Para $H_d = H_{max}$, la presión es atmosférica y $C_q = 0.745$. Entonces $C = 2.20$.
- Para $H_d > H_{max}$, la presión sobre el aliviadero es mayor que la atmosférica y el coeficiente de descarga estará entre $0.578 < C_q > 0.745$ (el límite inferior correspondiente a aliviaderos de cresta ancha con $C_q = 0.577$, se alcanza para valores muy bajos $H_{max} / H_d \approx 0.05$)
- Para $H_d < H_{max}$, se producen presiones negativas, alcanzando niveles de cavitación para $H = 2H_d$ y $C_q = 0.825$. Por seguridad, se recomienda no exceder el valor $H_{max} \approx 1.65 H_d$, con $C_q = 0.81$; en cuyo caso, debe evitarse la entrada de aire en la superficie del aliviadero, o de lo contrario la napa puede empezar a vibrar.

En la figura 3.33 se indican las distintas relaciones entre el coeficiente de descarga C_o y W/H_o (altura del aliviadero / Carga), en el caso de paramento vertical ($C = 0.552C_o$).

En la figura 3.34 se muestra el coeficiente de descarga en función de distintas cargas del proyecto.

En la figura 3.35 se indican las distintas relaciones entre el coeficiente de descarga C_0 y W/H_0 (altura del aliviadero / Carga), en el caso de paramento inclinado.

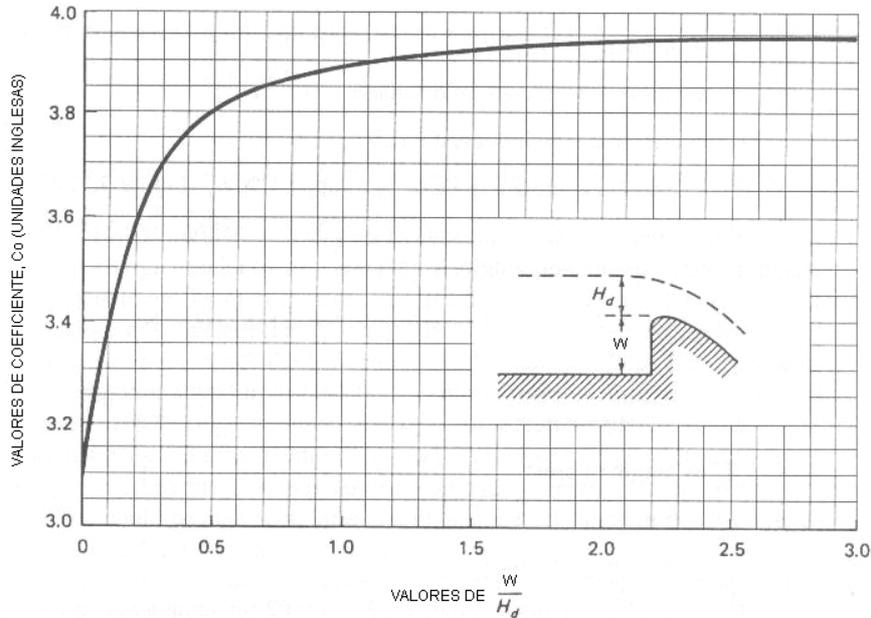


Figura 3.33 Relación entre el coeficiente de descarga C_0 y W/H_d , en el caso del paramento vertical.

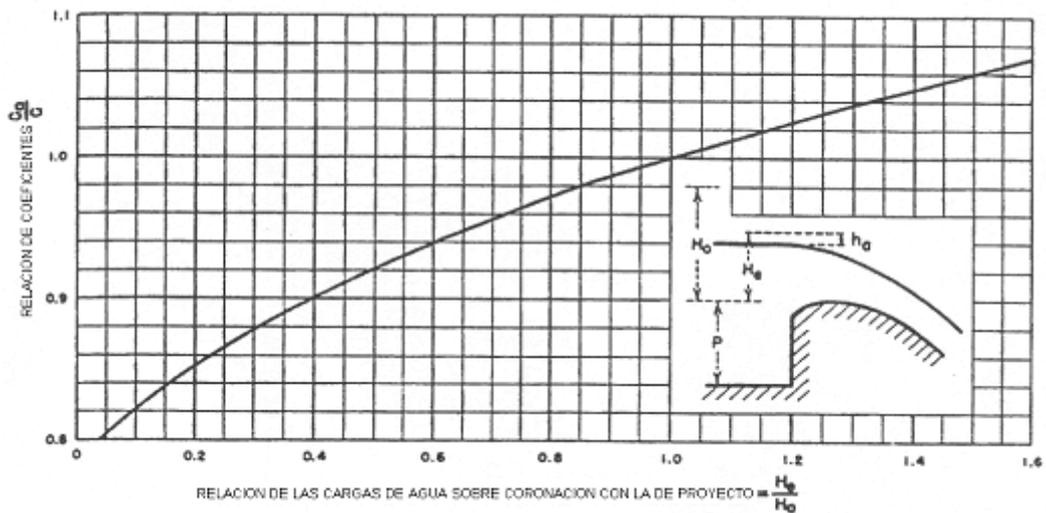


Figura 3.34 Relación entre el coeficiente de descarga en función de distintas cargas del proyecto, donde $C = 0.552 C_0$.

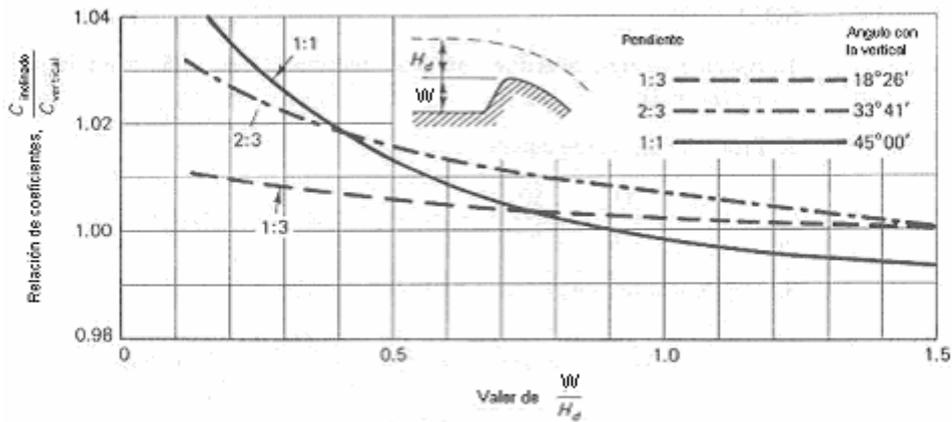


Figura 3.35 Relación entre el coeficiente de descarga C_0 y w/H_0 , en paramento inclinado.

3.3.4. Aliviaderos con descarga sumergida

Los vertederos de cresta delgada están sumergidos cuando la profundidad de aguas abajo es mayor que la altura de la cresta. Debido a que el flujo sumergido a menudo es inestable y tiene perturbaciones superficiales considerables inmediatamente aguas abajo, estos vertederos o vertedores de cresta delgada no son satisfactorios para mediciones precisas de flujo. Por el contrario, los estudios sobre aliviaderos sumergidos son útiles ya que dan información necesaria para el diseño de presas de pequeñas dimensiones, que ocasionalmente pueden estar sujetas a sumergencias.

El U.S. Bureau of Reclamation ha realizado extensos estudios sobre aliviaderos sumergidos. En sus estudios clasifica los flujos en cuatro tipos distintos:

- 1) Flujo supercrítico.
- 2) Flujo subcrítico que involucra un resalto hidráulico.
- 3) Flujo acompañado por un resalto ahogado con un chorro que se sumerge.
- 4) Flujo que se aproxima a la sumergencia completa.

La sumergencia del vertedero de cresta delgada reducirá el coeficiente de descarga para el flujo no sumergido. En la figura 3.36 se muestran los resultados obtenidos por el Bureau of Reclamation, sobre dicha reducción, expresados en porcentaje de coeficiente de descarga para el flujo no sumergido (figura 3.32), se han presentado en un gráfico en donde aparecen los cuatro tipos de flujo mencionados. Este gráfico, ligeramente modificado, fue verificado además con el uso de otros datos por el U.S. Army Engineer Waterways Experimental Station. El cuadro también es aplicable a la determinación de los coeficientes correspondientes a las formas WES en condiciones sumergidas.

En la figura, h_d es la caída desde el nivel del embalse aguas arriba hasta la elevación de la superficie del agua hacia aguas abajo, H_e es la altura total por encima de la cresta y d es la profundidad aguas abajo.

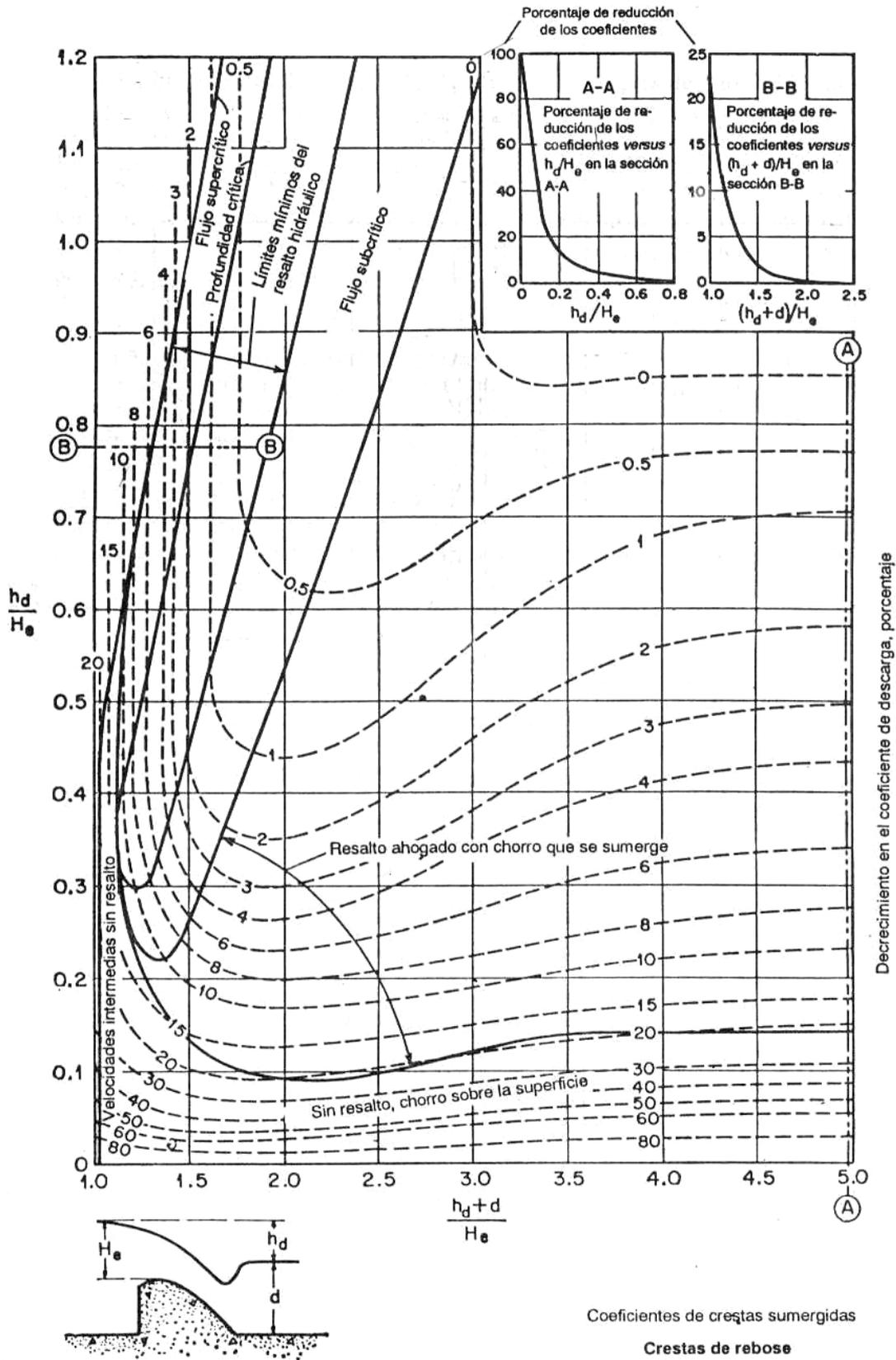


Figura 3.36 Disminución del coeficiente de descarga para aliviaderos de reboso sumergidos.

En la figura, se comprueba como para valores bajos de la relación $(h_d + d)/H_e$, hasta 1.7 (aproximadamente 2) el flujo es supercrítico (flujo tipo 1) y que la reducción es influida únicamente por dicha relación e independiente de h_d/H_e . La sección transversal “BB” en la parte superior derecha de la tabla muestra la relación de $(h_d + d)/H_e$ en $h_d/H_e = 0.78$.

Por otro lado, para valores de $(h_d + d)/H_e$ superiores 5, la reducción del coeficiente de descarga depende únicamente de la relación h_d/H_e . en estas condiciones:

- para valores de h_d/H_e menores de 0.10, el flujo se aproxima a una sumergencia completa (tipo 4), y el chorro se localiza en la superficie y no aparece resalto;
- para valores de h_d/H_e mayores que 0.10, el flujo es de tipo 3 o acompañado por un resalto ahogado con un chorro que se sumerge.

La sección transversal “AA” muestra las relaciones de h_d/H_e en un $(h_d + d)/H_e$ cercano a 5. El flujo subcrítico (tipo 2) ocurre en la región indicada en el cuadro. También se muestran otras regiones para condiciones de flujo transitorio.

Las presiones y los perfiles superficiales comunes para flujo sobre vertederos sumergidos se muestran para diferentes valores de $(h_d + d)/H_e$ y h_d/H_e para los cuatro tipos de flujo (figura 3.37). Estos se seleccionaron de los datos del Bureau of Reclamation. Son útiles en el diseño de vertederos para obtener estabilidad en el flujo.

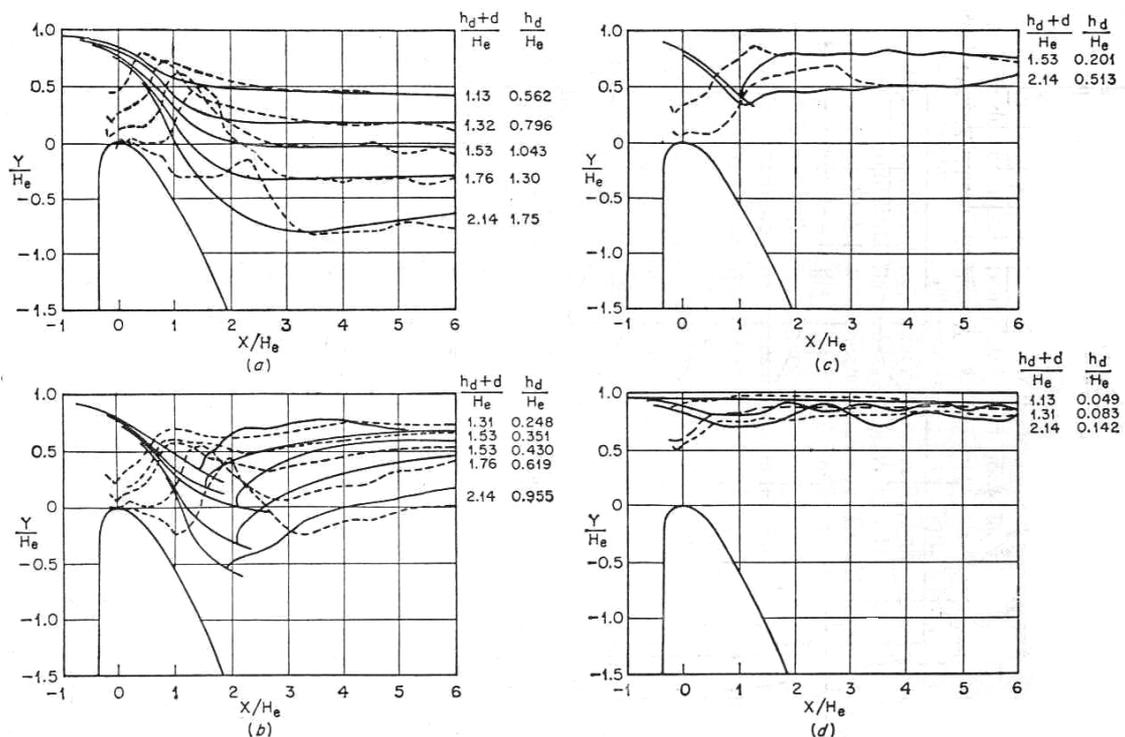


Fig.3.37 Perfiles comunes (líneas punteadas) y de la superficie (líneas continuas para el flujo sobre aliviaderos de presas sumergidas. a) Flujo supercrítico; b) flujo con un resalto hidráulico; c) flujo con un resalto hidráulico; d) flujo que se aproxima a sumergencia completa.

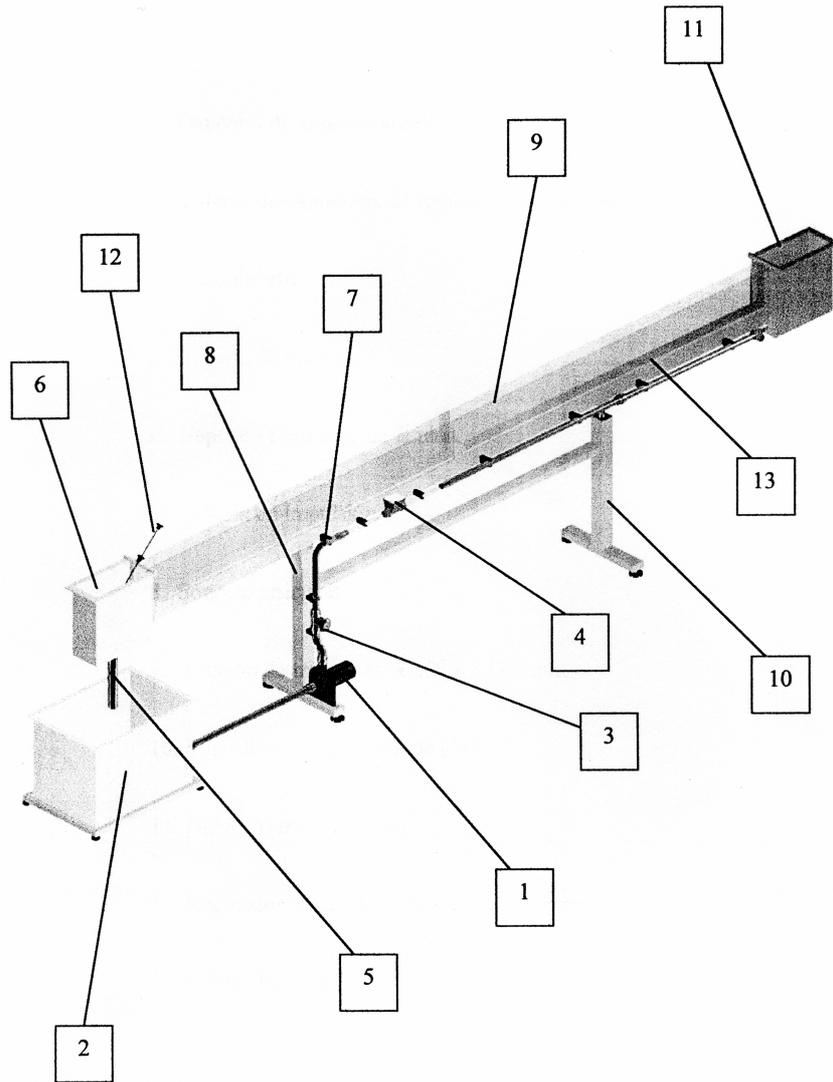
4. ESTUDIO EXPERIMENTAL

4.1. DESCRIPCIÓN DEL EQUIPO DE TRABAJO

El canal utilizado ha sido diseñado para el estudio del comportamiento de los fluidos en los canales abiertos. Posee un funcionamiento autónomo mediante una toma eléctrica, y su pendiente puede ser cambiada manualmente entre un -1% y un 3% (este trabajo se ha realizado con una pendiente horizontal). También tiene una serie de accesorios de medición tales como un limnómetro, un tubo de Pitot y un caudalímetro. Y se complementa con los diferentes vertederos y compuertas que han servido para llevar a cabo el estudio de los diferentes fenómenos que se dan en el agua.

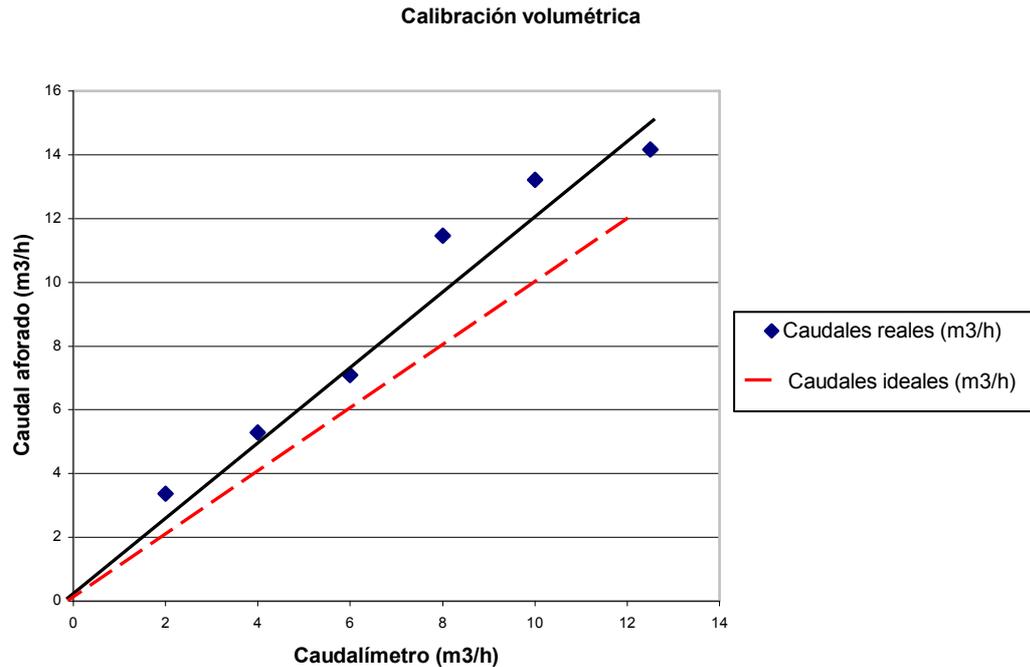
Partes del canal:

1. Bomba de alimentación.
2. Depósito de almacenamiento.
3. Válvula de membrana de regulación del caudal.
4. Caudalímetro.
5. Tubería de retorno.
6. Depósito regulador de lámina.
7. Tubería de impulsión.
8. Soporte articulado.
9. Sección de trabajo con dimensiones $80 \times 250 \times 5,000$ mm.
10. Soporte con regulación de altura.
11. Depósito tranquilizador.
12. Regulador altura lámina de agua en el canal.
13. Solera del canal.



4.1.1. Deficiencias del equipo.

1. La moto-bomba que posee el canal, teóricamente puede llegar a impulsar un caudal máximo de 580 l/min, o lo que es lo mismo $34.8 \text{ m}^3/\text{h}$. Sin embargo, cuando la bomba trabaja al máximo en la realidad, el caudalímetro marca un caudal de aproximadamente $12.5 \text{ m}^3/\text{h}$.
2. Por otro lado, el caudal que indica el caudalímetro cuando la bomba funciona no está acorde con el caudal real que circula por el canal. En el siguiente gráfico se muestra la diferencia entre el caudal que debería haber marcado el caudalímetro y el caudal real.



Estos datos se han obtenido por medio de una calibración volumétrica, y de ellos se deriva la siguiente ecuación correctora de los caudales mostrados en el caudalímetro.

$$y = 1.1837x$$

Por lo tanto los caudales empleados quedan de esta manera:

<u>caudalímetro (m³/h)</u>	<u>caudales corregidos (m³/h)</u>
2	→ 3,3734
4	→ 5,6256
6	→ 7,8778
8	→ 10,1300
10	→ 12,3822
12	→ 14,6344

3. Otro elemento de medición que ha resultado ser deficiente ha sido el tubo de Pitot. El primitivo que complementaba al canal ofrecía resultados dispares y muy aleatorios que de ninguna manera resultaban precisos. Por esta razón se ha adquirido otro tubo de Pitot que ofrece mayor seguridad en sus mediciones.
4. Por otra parte, se ha comprobado como la anchura del canal que indica el libro de información del mismo no se corresponde con la realidad, siendo esta de 84 mm y no de 80 como dice aquel.
5. Por último, mencionar que el canal presenta una anomalía, evidente a simple vista, en su horizontalidad. El peso del agua que tienen que soportar los depósitos de los extremos del canal han deformado este, de manera que presenta

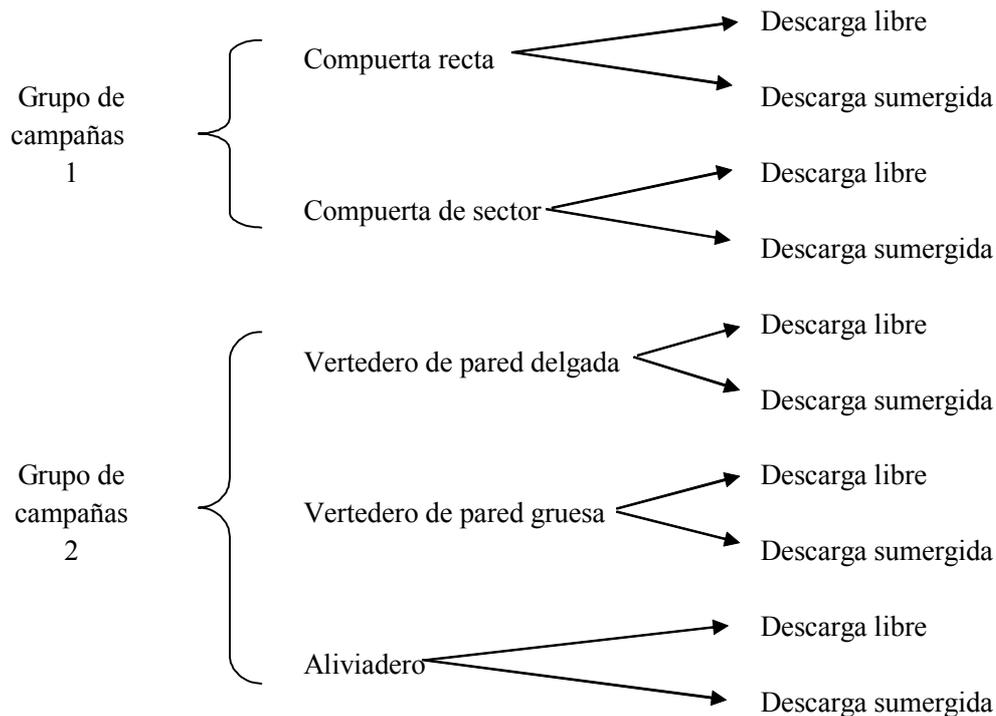
diferentes cotas en las diversas secciones que lo componen. Esta anomalía provoca que la lectura del calado no sea la misma en una sección u otra, debiendo tener en cuenta este hecho a la hora de tomar los datos.

Se ha comprobado que para las mediciones de los calados de aguas arriba en el caso de los vertederos (por tomarse alejadas de la estructura) se producía un desnivel aproximado de 15 mm, es decir, que los calados tomados en la práctica son 15 mm menores de lo que debería. Este hecho si no se tiene en cuenta hace que los coeficientes de descarga sean bastante mayores de lo que en realidad deberían ser.



4.2. TRABAJO EXPERIMENTAL

Las campañas de datos se han dividido en dos grupos: campañas con los vertederos y campañas con las compuertas. A su vez, cada grupo de campañas se ha dividido en descarga libre y descarga sumergida. Las dos campañas, con sus dos tipos de descarga, se realizarán para los diversos elementos objeto de estudio. Es decir, en el caso de las compuertas, se han realizado las campañas para la compuerta recta y para la compuerta de sector; y en el caso de los vertederos, se han realizado las campañas para el vertedero de pared delgada, el de pared gruesa y el aliviadero. Quedando así distribuida la toma de datos de la siguiente manera:



Dado que el caudal máximo que registra el caudalímetro es $12.5 \text{ m}^3/\text{h}$, y como se pretende en este trabajo que las mediciones sean lo más representativas posibles, se decidió tomar los correspondientes datos con caudales pares desde dos hasta $12 \text{ m}^3/\text{h}$, es decir, a 2, 4, 6, 8, 10 y $12 \text{ m}^3/\text{h}$. A la hora de realizar los cálculos se ha tenido en cuenta la corrección del caudal.

A continuación se presentan cada una de las diez campañas realizadas, así como los parámetros que se han recogido en éstas, para su posterior uso en los cálculos teóricos.

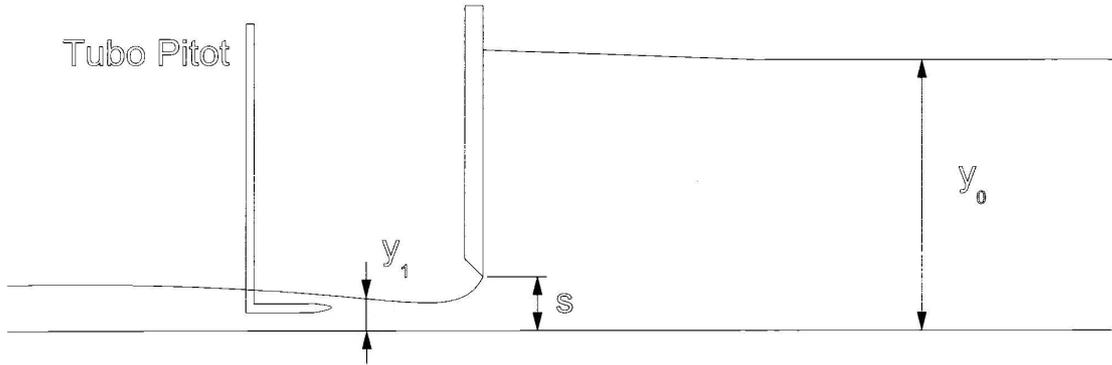
4.2.1. Estructuras de control de flujo inferior

4.2.1.1. Compuerta recta

- Descarga libre

Mediciones:

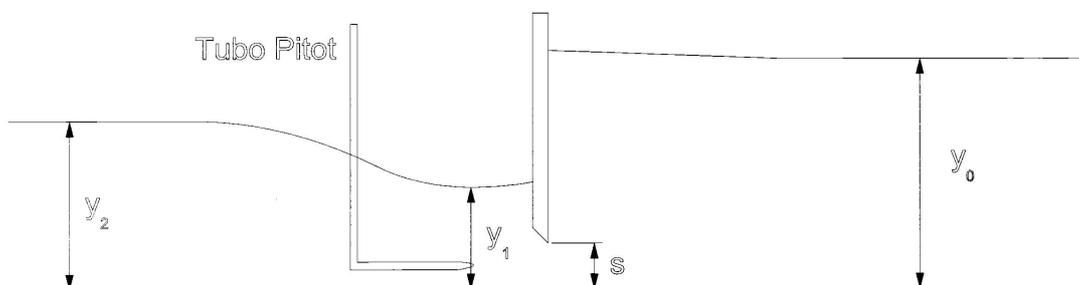
- y_0 , calado aguas arriba de la compuerta (mm),
- s , apertura de la compuerta (mm),
- y_1 , calado aguas abajo de la compuerta (mm),
- Pitot, la carga de velocidad que registra el tubo de Pitot (mm).



- Descarga sumergida

Mediciones:

- y_0 , calado aguas arriba de la compuerta (mm),
- s , apertura de la compuerta (mm),
- y_1 , calado aguas abajo de la compuerta (mm),
- y_2 , calado aguas abajo de la compuerta lejano a esta (mm),
- Pitot, la carga de velocidad que registra el tubo de Pitot (mm).



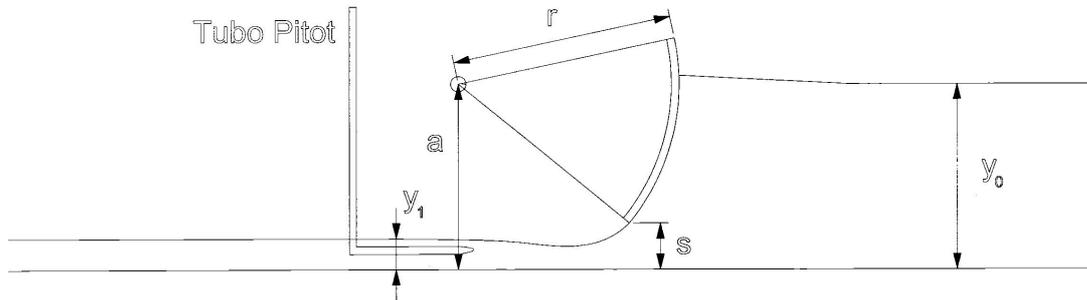
4.2.1.2. Compuerta radial o de sector

- Descarga libre

Mediciones:

- y_0 , calado aguas arriba de la compuerta (mm),
- s , apertura de la compuerta (mm),
- y_1 , calado aguas abajo de la compuerta (mm),

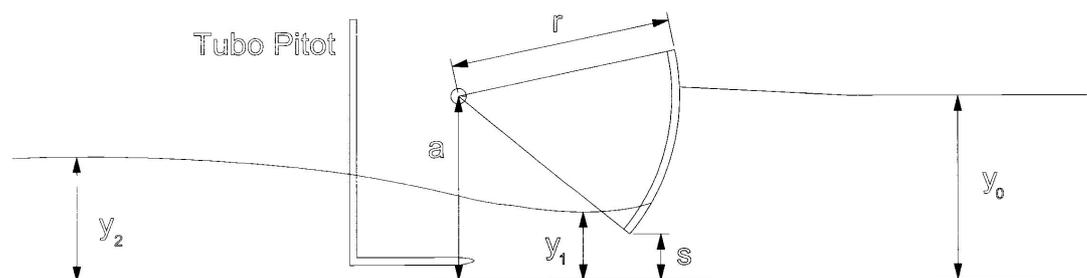
- Pitot, la carga de velocidad que registra el tubo de Pitot (mm).



- Descarga sumergida

Mediciones:

- y_0 , calado aguas arriba de la compuerta (mm),
- s , apertura de la compuerta (mm),
- y_1 , calado aguas abajo de la compuerta (mm),
- y_2 , calado aguas abajo de la compuerta lejano a esta (mm),
- Pitot, la carga de velocidad que registra el tubo de Pitot (mm),
- a , altura del eje de la compuerta (mm),
- r , radio de la compuerta (mm).



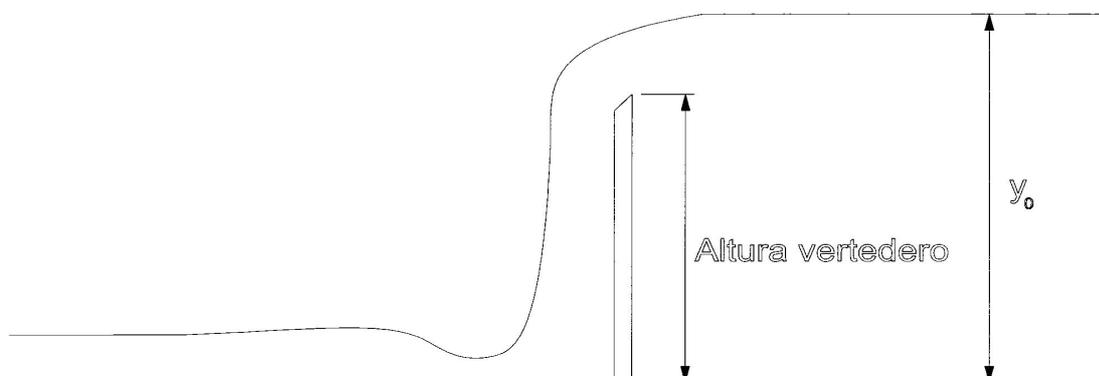
4.2.2. Estructuras de control de flujo superior

4.2.2.1. Vertedero de pared delgada

- Descarga libre

Mediciones:

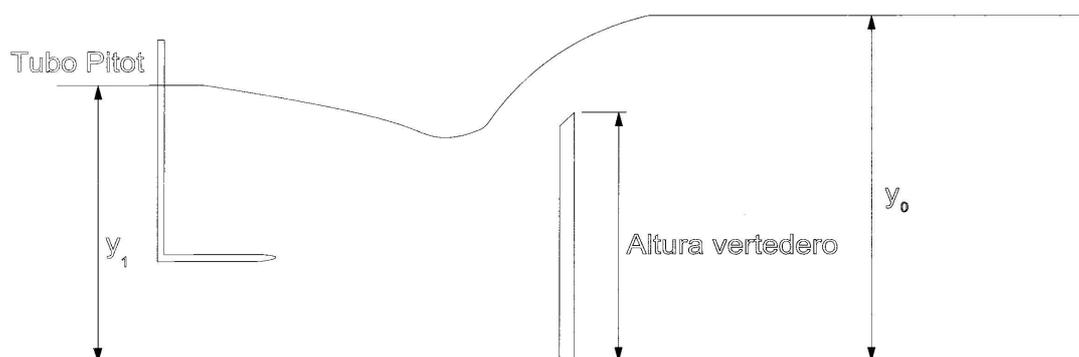
- y_0 , calado aguas arriba del vertedero (mm),
- Altura del vertedero (mm).



• Descarga sumergida

Mediciones:

- y_0 , calado aguas arriba del vertedero (mm),
- Pitot, la carga de velocidad que registra el tubo de Pitot (mm),
- Altura del vertedero (mm).



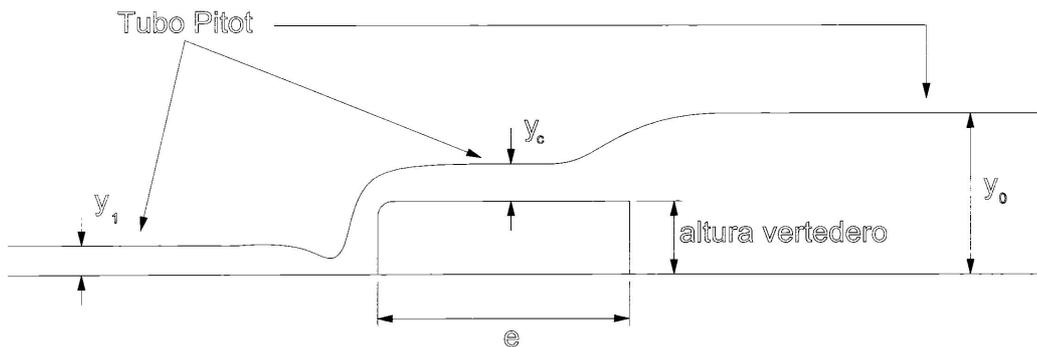
4.2.2.2. Vertedero de pared gruesa

• Descarga libre

Mediciones:

- y_0 , calado aguas arriba del vertedero (mm),

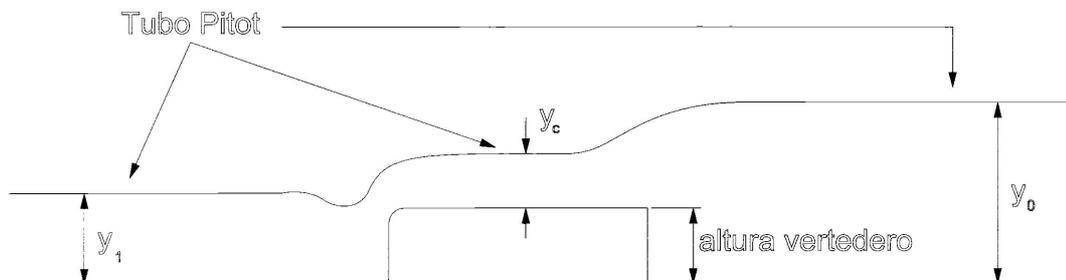
- y_c , calado sobre el vertedero (mm),
- y_1 , calado aguas abajo del vertedero (mm),
- Pitot, la carga de velocidad que registra el tubo de Pitot (mm) sobre el vertedero y aguas abajo del vertedero,
- Altura del vertedero (mm),
- e , longitud del vertedero.



• Descarga sumergida

Mediciones:

- y_0 , calado aguas arriba del vertedero (mm),
- y_c , calado sobre el vertedero (mm),
- y_1 , calado aguas abajo del vertedero (mm),
- Pitot, la carga de velocidad que registra el tubo de Pitot (mm) sobre el vertedero, y aguas arriba y aguas abajo del vertedero,
- Altura del vertedero (mm).

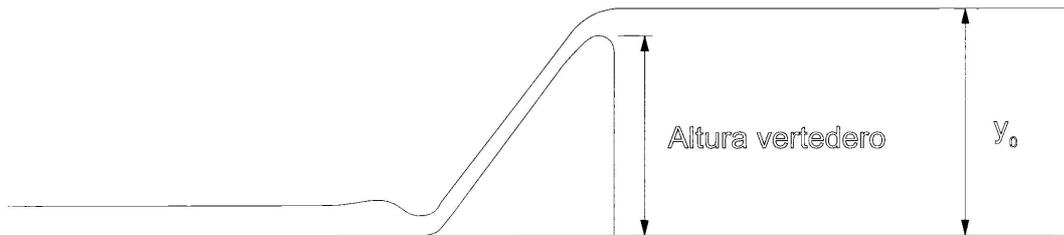


4.2.2.3. Aliviadero

- Descarga libre

Mediciones:

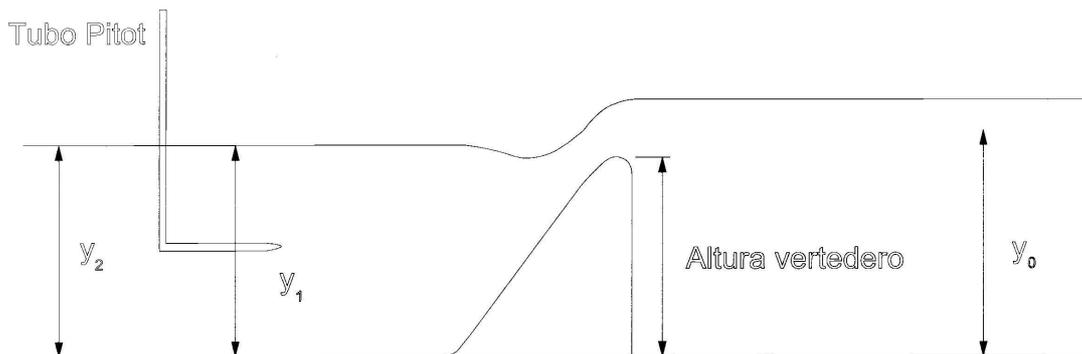
- y_0 , calado aguas arriba del aliviadero (mm).



- Descarga sumergida

Mediciones:

- y_0 , calado aguas arriba del aliviadero (mm),
- Pitot, la carga de velocidad que registra el tubo de Pitot (mm),
- Altura del vertedero (mm).



4.3. PARTICULARIDADES DE LA TOMA DE DATOS

- En los vertederos, a la hora de tomar los calados de aguas arriba, debido a las turbulencias en la superficie del agua así como a las deficiencias en la horizontalidad del canal, se decidió tomar los datos a una distancia prudencial superior a tres veces la altura del vertedero en dos secciones del

mismo. De esta manera, se procedió a hacer la media entre los calados registrados en las dos secciones, obteniendo un valor aceptable.

- Como se ha comentado anteriormente, los caudales requieren de una corrección debido a que el caudalímetro no refleja el caudal bombeado al canal en la realidad. Esta corrección se consigue utilizando la siguiente ecuación:

$$y = 1.1261x + 1.1212$$

La toma de datos se ha elaborado utilizando caudales claramente diferenciables en el caudalímetro y posteriormente esos caudales han sido corregidos. Esta forma de actuar es más práctica, ya que, calcular la corrección de un caudal y fijar esta en el caudalímetro es una acción muy complicada e inexacta.

- Para obtener las velocidades se ha utilizado un tubo de Pitot. Por este tubo se introduce el agua a través de un orificio minúsculo, y va a parar a un manómetro donde se hace la lectura de la carga de presión que soporta el fluido. Esta carga de presión, que se refleja en el manómetro, es la que tiene el agua en esa sección del canal a la entrada del orificio, y se divide en dos, la presión ejercida por la altura del agua y la que provoca la velocidad que esta lleva.

De manera que en el manómetro se puede leer:

$$H_{pitot} = h_{calado} + h_{velocidad} = y + \frac{V^2}{2g}$$

de donde se puede despejar la velocidad

$$V = \sqrt{2g(H_{pitot} - y)}$$

donde H_{pitot} e y deben estar en metros para que la velocidad esté en metros por segundo.

Se ha obtenido las velocidades aguas abajo con el tubo de Pitot con el propósito de hacer una comparación entre la velocidad media real, que se puede obtener conociendo el caudal y el área de la sección, y la media teórica obtenida con el tubo Pitot.

A su vez, son dos las velocidades medias teóricas que podemos obtener para dicha comparación. Una se produce a una altura del 40 % del calado por encima de la solera del canal. La otra se obtiene realmente a partir de la velocidad máxima, que se produce a una altura desde la solera del 75% del calado en la sección, y se calcula con la siguiente fórmula:

$$V_{media} = \frac{2}{3} V_{máxima}$$

Por lo tanto, es necesario hacer dos mediciones en cada sección a diferentes cotas. No obstante, el calado a veces no es suficiente como para que la velocidad varíe representativamente entre la superficie del agua y el fondo del canal, y con algunos caudales incluso es peligroso mover el tubo de Pitot, ya que el orificio de entrada del agua puede salir de esta teniendo entonces que volver a cebar dicho tubo. En estos casos sólo se puede hacer una medida que se considera como la velocidad media teórica del fluido en la sección.

Utilización del tubo de Pitot

El tubo de Pitot está compuesto por tres partes. La primera es un tubo cilíndrico metálico con forma de L en cuyo extremo más corto hay un orificio, por el que entra el agua, de un tamaño minúsculo que le da precisión al instrumento. En la rama larga hay dos salidas, una cuyo orificio permite el contacto con la atmósfera, y en el extremo hay otra salida a la que se conecta el tubo de plástico por el que sale el fluido. La segunda parte es un tubo de plástico que conecta el tubo de Pitot propiamente dicho, al manómetro donde se hacen las lecturas de la carga existente sobre el agua. Este manómetro es la tercera parte del instrumento.

Para que funcione con eficacia, es imprescindible cebar el tubo con agua, es decir, expulsar todo el aire de dentro de las tres partes citadas. Esto se consigue mediante una pipeta.

Una vez cebado el tubo, hay que establecer un sistema de referencia con el que se deja por encima del orificio de entrada del tubo, una altura de agua igual a la que se puede leer en el manómetro. Esto se consigue dejando el tubo a una altura fija aguas arriba de una compuerta totalmente cerrada, que hace que el agua en la que está el tubo no tenga velocidad alguna. Como el tubo está fijo en una altura determinada, basta mover el manómetro verticalmente por medio de una rueda que este posee, hasta conseguir fijar una altura de agua igual a la que hay sobre la entrada del Pitot.

Mediante pruebas prácticas se ha concluido que el mejor estado para tomar las cargas de velocidad se consigue fijando el tubo de Pitot a 50 mm de altura sobre la solera del canal, y cuando el calado es 70 mm (la diferencia es 20 mm), hay que fijar el manómetro de forma que en él se lea 20 mm de carga.

Una vez hecho esto, se inunda todo el canal con la compuerta abatible aguas abajo del mismo, se retira la compuerta y se traslada el tubo de Pitot a aguas abajo de la estructura de control con la que se vaya a trabajar.

- Descarga libre y descarga sumergida en los vertederos

La toma de datos en descarga libre se ha hecho sin otra complicación que la de fijar el caudal a los niveles deseados, así como mover el tubo de Pitot según sea necesario.

Sin embargo, para la toma de datos en condiciones de sumersión se decidió marcar unas pautas a seguir, con la intención de comprobar el efecto que produce la subida del nivel aguas abajo, ya que en vertederos, esta subida provoca una subida también del nivel aguas arriba.

Se decidió realizar las mediciones necesarias para la obtención de los parámetros que definen el coeficiente de descarga con el nivel aguas abajo a tres posiciones distintas.

La teoría nos dice que el nivel aguas abajo empieza a influir en la subida del nivel aguas arriba, y por lo tanto, en los coeficientes de descarga sumergidos, a partir de un calado aguas abajo aproximado a

$$H = \text{altura del vertedero} + \frac{2}{3} h_{\text{descarga libre}}$$

donde $h_{\text{descarga libre}}$ es la altura de agua sobre el vertedero aguas arriba en descarga libre. Para comprobar si esto se cumple se han realizado las mediciones bajo sumersión, subiendo progresivamente el calado aguas abajo de la siguiente manera:

Primera medición —————> Calado aguas abajo = altura del vertedero

Segunda medición —————> Calado aguas abajo = altura del vertedero + 2/3 hdescarga libre

Tercera medición —————> Calado aguas abajo = altura del vertedero + 5/6 hdescarga libre

El resultado debe reflejarse en una disminución de los coeficientes de descarga conforme se realicen las mediciones.

Nota: para conseguir la sumersión se hace uso de la compuerta abatible que hay en el extremo de aguas abajo del canal.

Por último, decir que para el cálculo de los coeficientes teóricos de descarga de los tres tipos de vertederos, se ha utilizado la siguiente tabla (tabla 4.3) que aparece en el libro *Hydraulic Structures* (Novak, P., Unwin Hyman, Londres, 1990), por su facilidad de uso y porque así se mantienen los mismos criterios de cálculo en dichos vertederos.

Table 9.2 Correction factors for submerged (non-modular) flows.

Type of structure	H_2/H_1	f	Remarks	
broad-crested weir (Ranga Raju 1981)	≤ 0.75	1.0	u/s & d/s faces vertical or sloping	
	0.80	0.95	vertical faces	
	0.85	0.88		
	0.90	0.75		
	0.95	0.57		
	0.80	≈ 1	u/s face 1 : 5, d/s face 1 : 2	
	0.85	0.95		
	0.90	0.82		
	0.95	0.62		
	0.80	≈ 1	u/s face 1 : 1, d/s face 1 : 2	
	0.85	0.98		
	0.90	0.90		
0.95	0.73			
WES Spillway (USA) (see Ch. 4)	≤ 0.3	≈ 1	$P_2/H_1 \geq 0.75$	
	0.6	0.985	$P_2/H_1 = 0.75$	
		0.982	1.50	
		0.963	2.5	
	0.8	0.92	$P_2/H_1 = 0.75$	
		0.91	2.0	
		0.88	3.0	
	0.95	0.6	$P_2/H_1 = 0.75$	
		0.55	2.0	
		0.45	3.0	
	sharp-crested weirs rectangular triangular		$\{1 - (H_2/H_1)^{3/2}\}^{0.385}$	
			$\{1 - (H_2/H_1)^{5/2}\}^{0.385}$	

Tabla 4.3

5. ANÁLISIS DEL ESTUDIO EXPERIMENTAL

5.1. INTRODUCCIÓN

A continuación se describirán las diferentes campañas prácticas, los datos obtenidos, los cálculos realizados, los resultados obtenidos y las particularidades que se han producido a la hora de desempeñar el trabajo práctico con en el equipo.

Como se ha dicho anteriormente, son diez las campañas realizadas. Se va a describir primero las campañas con las compuertas en sus dos tipos de descarga y se pasará posteriormente a comentar las campañas de los vertederos.

5.2. COMPUERTA DE RECTA

5.2.1. Descarga libre

Debido a que se ha trabajado entre un rango de caudales de 2 a 12 m³/h, se ha decidido establecer dos aperturas de compuerta, conforme el calado aguas arriba iba descendiendo. El problema radica en que si se fija una apertura de compuerta lo suficientemente baja como para que el menor caudal utilizado (2 m³/h) presente un chorro de descarga, cuando se suba el caudal a los mayores niveles se producirá un rebosamiento del agua en todo el canal.

Es por ello que en la campaña se decidió, empezar a tomar parámetros con el mayor caudal (12 m³/h) y una apertura de compuerta inicial de 40 mm. Con la misma apertura de compuerta se tomaron los parámetros correspondientes a los caudales 10, 8 y 6 m³/h. Para 4 y 2 m³/h se cambió a una apertura mitad que la primera, s = 20 mm, de modo que el chorro de descarga tuviera una magnitud suficiente como para mover por él el tubo de Pitot.

Estos son los calados aguas abajo y aguas arriba que se obtuvieron para los diferentes caudales:

<u>Qcaudalímetro (m³/h)</u>	<u>Q corregido(m³/h)</u>	<u>y₀ (mm)</u>	<u>y₁ (mm)</u>
2	3,3734	51	13,3
4	5,6256	112	13,5
6	7,8778	71	25
8	10,1300	102	25
10	12,3822	147	25,2
12	14,6344	195	26

Aplicando la fórmula para hallar el coeficiente de descarga experimental,

$$C_q = \frac{Q}{bs\sqrt{2gy_0}}$$

se ha obtenido la siguiente tabla:

<u>Qcaudalímetro (m³/h)</u>	<u>Q corregido(m³/h)</u>	<u>Cq experimental</u>
2	3,3734	0,558
4	5,6256	0,627
6	7,8778	0,552
8	10,1300	0,592
10	12,3822	0,603
12	14,6344	0,619

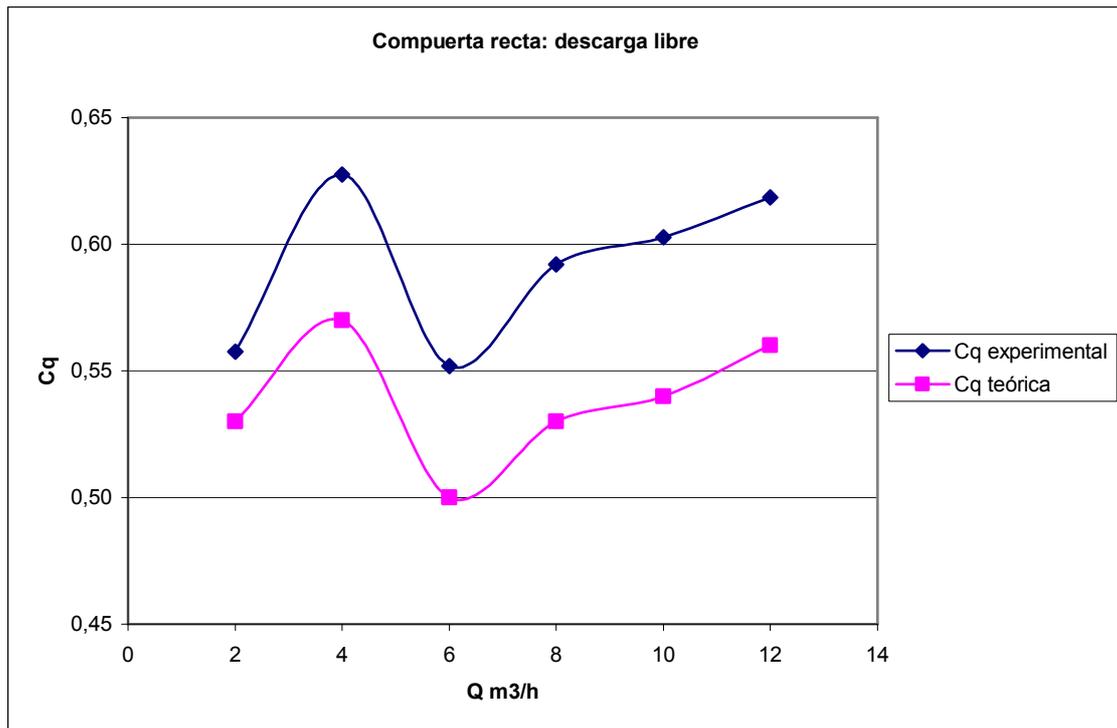
Respecto al coeficiente teórico para la comparación, haciendo uso de los diagramas 3.7 y 3.14 de la parte teórica de este mismo proyecto fin de carrera, se han obtenido dos coeficientes teóricos distintos.

<u>Qcaudalímetro (m³/h)</u>	<u>Q corregido(m³/h)</u>	<u>Cq fig. 3.7</u>	<u>Cq fig. 3.14</u>
2	3,3734	0,54	0,52
4	5,6256	0,57	0,56
6	7,8778	0,52	0,48
8	10,1300	0,54	0,52
10	12,3822	0,56	0,53
12	14,6344	0,57	0,55

Finalmente se ha hecho la media entre estos dos coeficientes, para una mayor precisión, y se han obtenido los siguientes valores:

<u>Qcaudalímetro (m³/h)</u>	<u>Q corregido(m³/h)</u>	<u>Cq teórico</u>
2	3,3734	0,53
4	5,6256	0,57
6	7,8778	0,50
8	10,13	0,53
10	12,3822	0,54
12	14,6344	0,56

El siguiente diagrama compara el resultado teórico con el práctico.



Resulta evidente que ambas series de puntos presentan el mismo comportamiento. Si bien, mantienen una diferencia de valores casi constante. Hay que tener en cuenta el error derivado de obtener los coeficientes teóricos a partir de unos diagramas en los que tiene gran importancia la pericia de la persona que los usa. A pesar de ello la aproximación es bastante buena.

En el gráfico de comparación entre los coeficientes de descarga teóricos y prácticos, se aprecia como las curvas teórica y experimental en los valores correspondientes a los caudales 2 y 4 m³/h, presentan una ligera subida en su tendencia. Esto se debe al cambio de apertura de compuerta, el cual es muy fuerte y atendiendo a la fórmula del coeficiente de descarga, influye directamente en este.

Respecto a las velocidades, el tubo de Pitot se mantuvo a una sola altura recogiendo la velocidad media experimental directamente, ya que el chorro de descarga no presentaba un cambio significativo en la velocidad registrada cuando se movía la entrada del Pitot a lo alto del calado de la sección aguas abajo.

Estos son los datos recogidos del manómetro del tubo de Pitot:

<u>Qcaudalímetro (m³/h)</u>	<u>Q corregido(m³/h)</u>	<u>Pitot (mm)</u>
2	3,3734	0
4	5,6256	113
6	7,8778	34
8	10,1300	91
10	12,3822	184
12	14,6344	> 255

Nuevamente se puede ver como los valores recogidos para 2 y 4 m³/h se comportan de forma diferente a los de los demás caudales, si bien para 2 m³/h el Pitot fue incapaz de registrar la velocidad del agua, para 4 m³/h registró una altura en el manómetro bastante alta comparada con la del siguiente caudal. Las velocidades fueron subiendo conforme ascendían los caudales hasta que para 12 m³/h, la lectura máxima del manómetro se vio rebasada haciendo imposible su conocimiento.

A continuación se muestran las velocidades derivadas de los datos experimentales, así como las reales derivadas del conocimiento del caudal desaguado y el área de la sección.

$$V_{\text{experimental}} = \sqrt{2g(\text{Pitot} - y_1)} \quad \text{y} \quad V_{\text{real}} = \frac{Q}{A}$$

<u>Qcaudalímetro (m³/h)</u>	<u>Q corregido(m³/h)</u>	<u>V pitot (m/s)</u>	<u>V real (m/s)</u>
2	3,3734	0,000	0,839
4	5,6256	1,397	1,378
6	7,8778	0,420	1,042
8	10,1300	1,138	1,340
10	12,3822	1,765	1,625
12	14,6344	-	1,861

Las velocidades calculadas a partir de la información del Pitot no son muy exactas, si bien las aproximaciones más cercanas se producen para los caudales intermedios, 4 y 10 m³/h.

La falta de precisión se debe claramente al mal funcionamiento del tubo de Pitot y su manejo, que hacen de su escasa eficiencia como instrumento de medida, una cualidad que se ha hecho patente a lo largo de este Proyecto Fin de Carrera.

5.2.2. Descarga sumergida

Para la descarga sumergida se ha decidido utilizar igualmente dos aperturas de compuerta, pero dado que el nivel aguas abajo es mayor por estar el chorro sumergido, estas aperturas también son mayores: 50 mm para 2 y 4 m³/h, y 25 mm para el resto de caudales.

Después de proceder al cebado del tubo Pitot, se sumergió la zona de aguas abajo mediante el regulador de la altura de la lámina, y tras fijar uno a uno los caudales la relación de calados recogidos fue la siguiente:

<u>Qcaudalímetro (m³/h)</u>	<u>Q corregido(m³/h)</u>	<u>y₀ (mm)</u>	<u>y₁ (mm)</u>
2	3,3734	99	66
4	5,6256	160	92
6	7,8778	130	103
8	10,13	150	100
10	12,3822	171	95
12	14,6344	193	84

Estas medidas producen los siguientes coeficientes de descarga experimentales:

<u>Qcaudalímetro (m³/h)</u>	<u>Q corregido(m³/h)</u>	<u>C_q experimental</u>
2	3,3734	0,320
4	5,6256	0,420
6	7,8778	0,326
8	10,1300	0,391
10	12,3822	0,447
12	14,6344	0,497

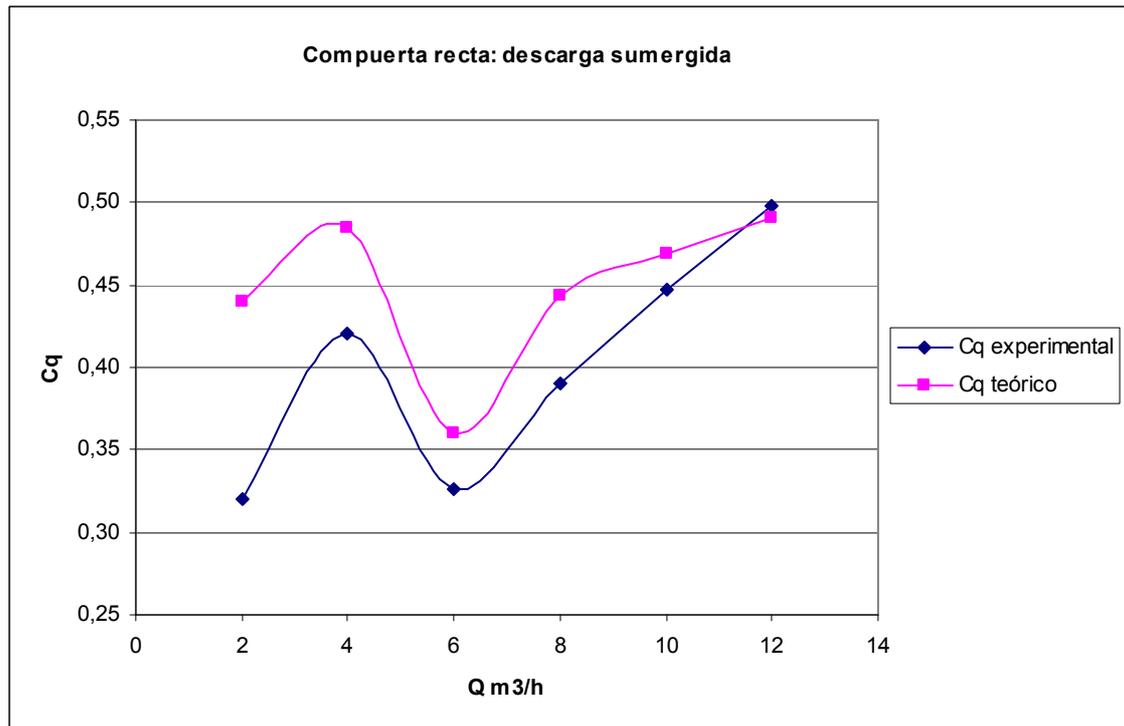
Haciendo uso de las figuras 3.7 y 3.14 se tiene que:

<u>Qcaudalímetro (m³/h)</u>	<u>Q corregido(m³/h)</u>	<u>C_q fig. 3.7</u>	<u>C_q fig. 3.14</u>
2	3,3734	0,56	0,32
4	5,6256	0,58	0,39
6	7,8778	0,54	0,18
8	10,13	0,55	0,34
10	12,3822	0,55	0,39
12	14,6344	0,56	0,42

Por lo que los coeficientes finales de descarga teóricos son:

<u>Qcaudalímetro (m³/h)</u>	<u>Q corregido(m³/h)</u>	<u>C_q teórico</u>
2	3,3734	0,44
4	5,6256	0,49
6	7,8778	0,36
8	10,1300	0,44
10	12,3822	0,47
12	14,6344	0,49

Comparación entre los resultados experimentales y teóricos:



Como pasaba en la descarga libre, se aprecia que los caudales siguen la misma tendencia creciente pero los dos caudales menores poseen una pendiente distinta. Al igual que pasaba para descarga libre esto se debe a la menor apertura de compuerta respecto al caudal que se desagüe.

Los valores experimentales se acercan bastante a los teóricos, por lo que se cumple lo indicado por la teoría.

Las velocidades para descarga sumergida, como se puede apreciar a continuación, han tenido poca credibilidad en lo que a su medición con el tubo de Pitot se refiere.

Mediciones del Pitot:

<u>Qcaudalímetro (m³/h)</u>	<u>Q corregido(m³/h)</u>	<u>Pitot (mm)</u>
2	3,3734	70
4	5,6256	204
6	7,8778	149
8	10,1300	194
10	12,3822	235
12	14,6344	> 255

siendo por tanto las velocidades experimentales y reales estas:

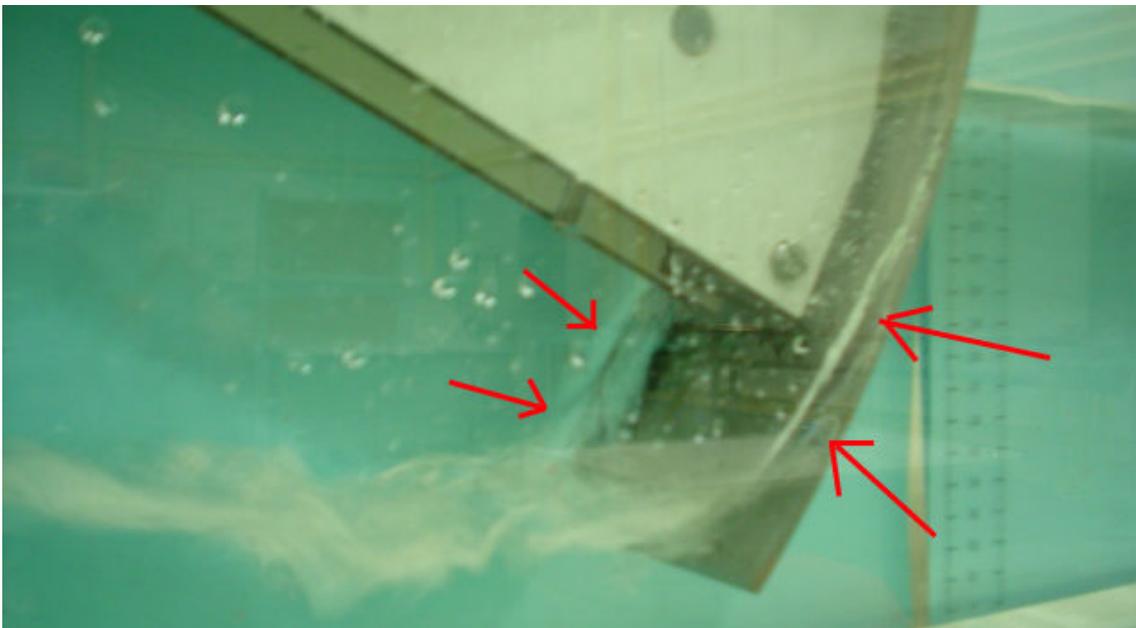
<u>Qcaudalímetro (m³/h)</u>	<u>Q corregido(m³/h)</u>	<u>V pitot (m/s)</u>	<u>V real (m/s)</u>
2	3,3734	0,280	0,169
4	5,6256	1,482	0,202
6	7,8778	0,950	0,253
8	10,1300	1,358	0,335
10	12,3822	1,657	0,431
12	14,6344	1,832	0,576

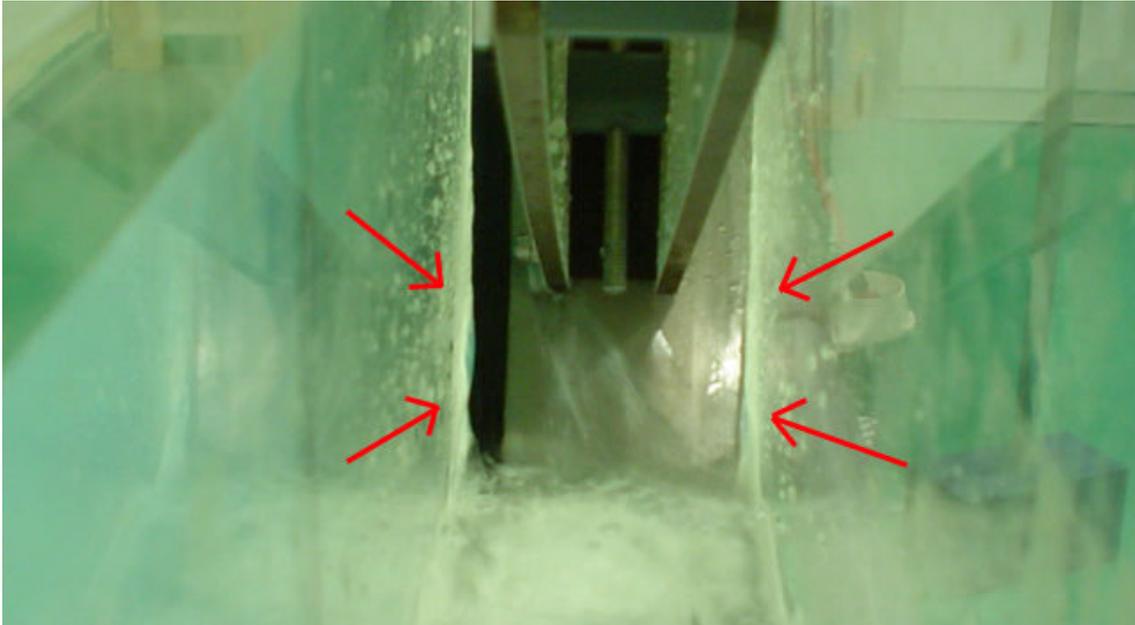
Los resultados experimentales de las velocidades son claramente poco útiles ya que están lejos de parecerse a los reales, los cuales reflejan la reducción que debe producirse por el aumento de calado cuando está sumergido respecto a cuando es libre.

5.3. COMPUERTA DE SECTOR

5.3.1. Descarga libre

El procedimiento a la hora de recoger los parámetros en la compuerta de sector han sido los mismos que para la compuerta recta. No obstante, el comportamiento del agua a su paso por la compuerta se ha visto influenciado a simple vista por fugas en los laterales de la misma. Esto se debe a que los bordes de goma que impedían la fuga del agua se desprendieron de la compuerta, pasando una fina capa de agua por los laterales. Es difícil saber en que medida estas fugas han influido en los datos, y por lo tanto en los resultados calculados.





Para este tipo de compuerta también se han utilizado dos aperturas de compuerta, una para los dos menores caudales y otra para el resto, 20 y 40 mm respectivamente. Los calados aguas arriba y aguas abajo medidos son los siguientes:

<u>Qcaudalímetro (m³/h)</u>	<u>Q corregido(m³/h)</u>	<u>y₀ (mm)</u>	<u>y₁ (mm)</u>
2	3,3734	45	14,3
4	5,6256	85	14,5
6	7,8778	63	27,5
8	10,1300	87	28
10	12,3822	120	28,2
12	14,6344	151	29,5

Estos son los coeficientes de descarga experimentales calculados a partir de los calados:

<u>Qcaudalímetro (m³/h)</u>	<u>Q corregido(m³/h)</u>	<u>C_q experimental</u>
2	3,3734	0,594
4	5,6256	0,720
6	7,8778	0,586
8	10,1300	0,641
10	12,3822	0,667
12	14,6344	0,703

A la hora de definir los coeficientes de descarga teóricos es necesario introducir dos parámetros nuevos a fin de utilizar los diagramas mencionados en la teoría, la altura del eje de la compuerta “a” y el radio “r” de la misma. Con ellos, y los calados y las aperturas de compuerta, se han conseguido haciendo uso de dos diagramas, el 2.7 y el 2.10, sendas relaciones de coeficientes que definen con su media los coeficientes teóricos finales. Ha sido necesario interpolar y hacer la media entre las diferentes

familias de curvas debido a lo complicado de la interpretación de los diagramas, lo que provoca una cierta inexactitud en los valores finales tomados.

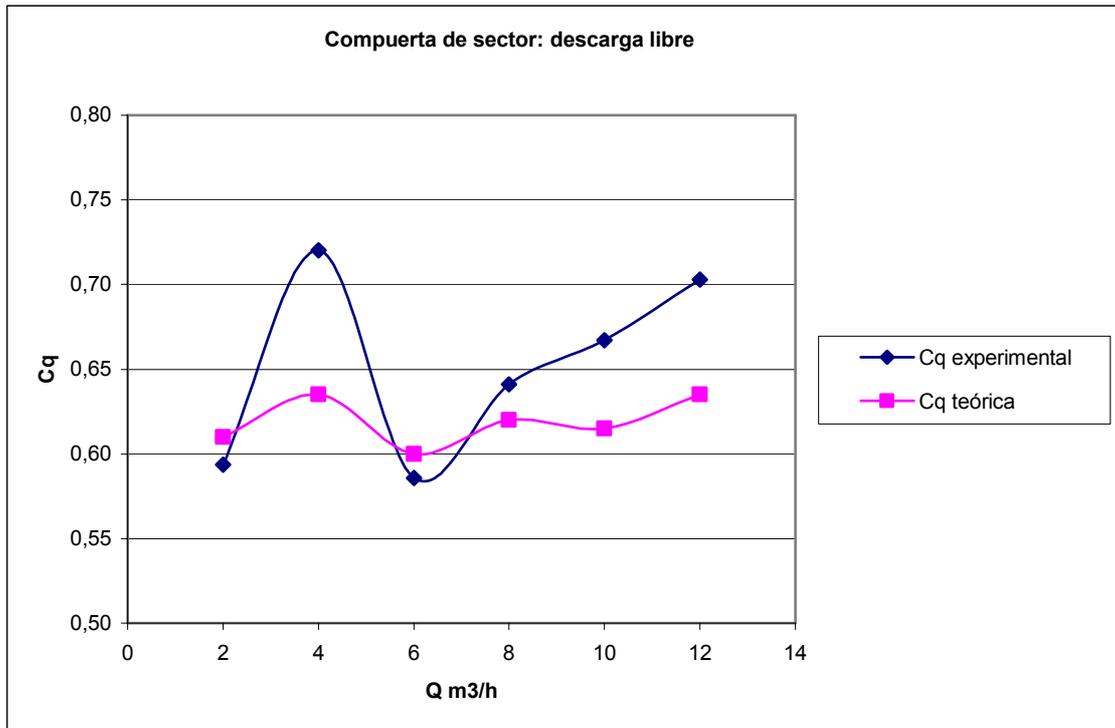
Coefficientes extraídos de los diagramas 3.12 y 3.15:

<u>Qcaudalímetro (m³/h)</u>	<u>Q corregido(m³/h)</u>	<u>Cq fig. 3.12</u>	<u>Cq fig. 3.15</u>
2	3,3734	0,62	0,60
4	5,6256	0,62	0,65
6	7,8778	0,62	0,58
8	10,1300	0,62	0,62
10	12,3822	0,60	0,63
12	14,6344	0,61	0,66

Coefficiente teórico final:

<u>Qcaudalímetro (m³/h)</u>	<u>Q corregido(m³/h)</u>	<u>Cq teórico</u>
2	3,3734	0,61
4	5,6256	0,64
6	7,8778	0,60
8	10,1300	0,62
10	12,3822	0,62
12	14,6344	0,64

Representación de los coeficientes experimentales y los teóricos:



La comparación entre las dos series de coeficiente de descarga muestra un comportamiento similar al de la compuerta recta. La serie experimental presenta una tendencia ascendente conforme aumentamos el caudal y los dos primeros puntos poseen un valor mayor al que les correspondería conforme a dicha tendencia. En esta ocasión, los valores experimentales se acercan a la teoría en sólo dos puntos (2 y 6 m³/h), distanciándose en los otros puntos en mayor o menor medida.

Las explicaciones al comportamiento del fluido al pasar por la compuerta recta son válidas también para esta. Los caudales, al ser corregidos, resultan menores de lo que deberían ser para aproximarse a la teoría.

Respecto a las velocidades, esto es lo que ha marcado el manómetro del tubo de Pitot:

<u>Qcaudalímetro (m³/h)</u>	<u>Q corregido(m³/h)</u>	<u>Pitot (mm)</u>
2	3,3734	0
4	5,6256	52
6	7,8778	18
8	10,1300	68
10	12,3822	134
12	14,6344	196

Para el caudal de 2 m³/h el Pitot no marcó nada, y para 6 m³/h el la lectura que dio fue menor al calado aguas abajo, por lo que tampoco a partir de este valor se ha podido obtener la velocidad. Del resto de caudales si hubo lecturas utilizables y de ellas se ha obtenido la velocidad media teórica, la cual se expone ahora en comparación con la real.

<u>Qcaudalímetro (m³/h)</u>	<u>Q corregido(m³/h)</u>	<u>V pitot (m/s)</u>	<u>V real (m/s)</u>
2	3,3734	-	0,780
4	5,6256	0,858	1,283
6	7,8778	-	0,947
8	10,1300	0,886	1,196
10	12,3822	1,441	1,452
12	14,6344	1,807	1,640

Los datos obtenidos experimentalmente son altos. Se observa como los valores correspondientes a los caudales más altos se aproximan bastante a las velocidades reales.

5.3.2. Descarga sumergida

La descarga sumergida se ha realizado de la misma manera que para la compuerta recta, con la peculiaridad de que debido al tamaño de la compuerta de sector y el espacio que ocupa, el tubo de Pitot se ha tenido que poner un poco más lejos del desagüe.

De manera que se ha sumergido la zona de aguas abajo mediante el regulador de la altura de la lámina, se ha colocado la apertura de la compuerta 50 mm para los cuatro caudales mayores (posteriormente se ha colocado 25 mm para los dos menores),

posicionado el tubo de Pitot y se ha procedido a tomar la medida de los tres calados necesarios.

<u>Qcaudalímetro (m³/h)</u>	<u>Q corregido(m³/h)</u>	<u>y₀ (mm)</u>	<u>y₁ (mm)</u>
2	3,3734	88	50
4	5,6256	134	93
6	7,8778	121	100
8	10,1300	134	99
10	12,3822	152	95
12	14,6344	167	92

Estos son los coeficientes de descarga experimentales:

<u>Qcaudalímetro (m³/h)</u>	<u>Q corregido(m³/h)</u>	<u>Cq experimental</u>
2	3,3734	0,340
4	5,6256	0,459
6	7,8778	0,338
8	10,1300	0,413
10	12,3822	0,474
12	14,6344	0,535

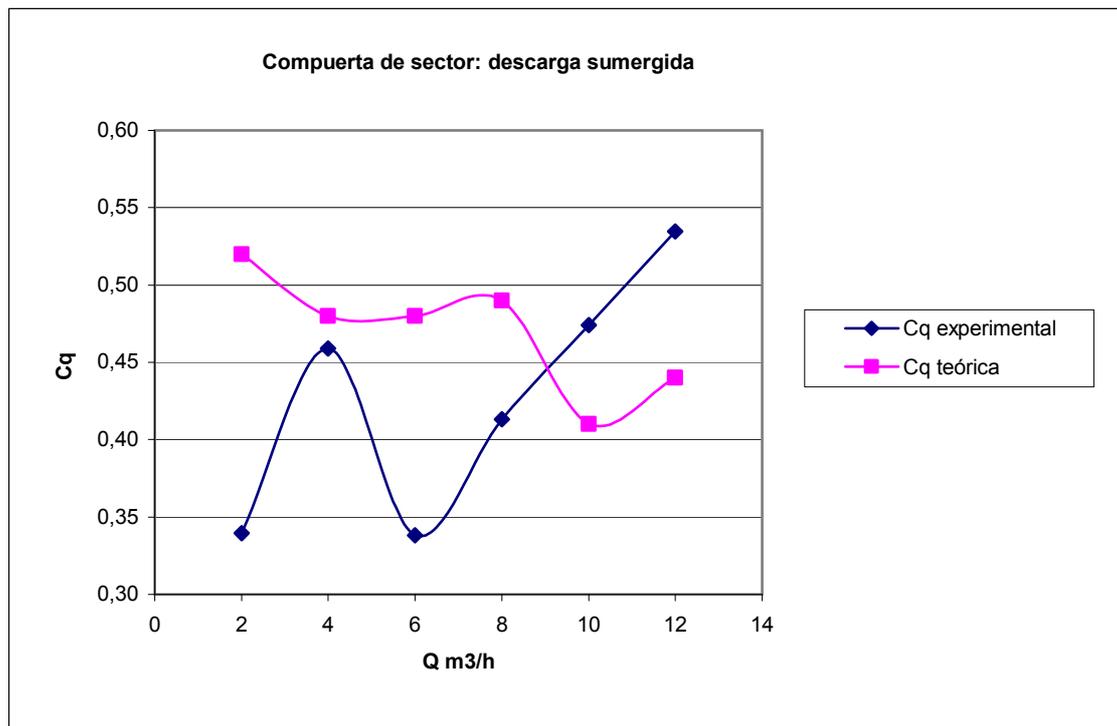
Mediante los diagramas de la parte teórica 3.12 y 3.15, se obtienen respectivamente estas dos series de valores:

<u>Qcaudalímetro (m³/h)</u>	<u>Q corregido(m³/h)</u>	<u>Cq fig. 3.12</u>	<u>Cq fig. 3.15</u>
2	3,3734	0,62	0,43
4	5,6256	0,63	0,33
6	7,8778	0,59	0,38
8	10,1300	0,60	0,39
10	12,3822	0,38	0,45
12	14,6344	0,43	0,45

De nuevo es necesario comentar que los gráficos utilizados son de complejo uso, por lo que algún coeficiente puede no ser el correcto, aunque el hacer la media da mayor fiabilidad a los coeficientes teóricos finales, que se presentan en el siguiente gráfico.

<u>Qcaudalímetro (m³/h)</u>	<u>Q corregido(m³/h)</u>	<u>Cq teórico</u>
2	3,3734	0,52
4	5,6256	0,48
6	7,8778	0,48
8	10,1300	0,49
10	12,3822	0,41
12	14,6344	0,44

La comparación entre la teoría y lo experimental se presenta en el siguiente gráfico.



El comportamiento de la curva experimental es similar al mostrado en la descarga libre, así como el mostrado por el fluido a su paso por la compuerta recta. La curva teórica es muy irregular de modo que lo experimental se acerca a esta de forma poco precisa. La curva también presenta dos diferentes tendencias. Una tendencia ascendente que forman los coeficientes correspondientes a los caudales de 2 y 4 m³/h, y otra formada por el resto de coeficientes. La diferencia entre estas tendencias es que el de 2 y 4 m³/h se debe al efecto que produce bajar la compuerta hasta los 25 mm, ya que al dividir directamente al caudal en la ecuación del coeficiente de descarga, hace que este aumente de manera considerable.

A continuación se presentan los valores registrados por el tubo de Pitot.

<u>Qcaudalímetro (m³/h)</u>	<u>Q corregido(m³/h)</u>	<u>Pitot (mm)</u>
2	3,3734	5
4	5,6256	115
6	7,8778	136
8	10,1300	165
10	12,3822	201
12	14,6344	216

Haciendo uso de estos valores se tiene que las velocidades medias teóricas, y en comparación con las velocidades media reales son:

<u>Qcaudalímetro (m³/h)</u>	<u>Q corregido(m³/h)</u>	<u>V pitot (m/s)</u>	<u>V real (m/s)</u>
2	3,3734	-	0,223
4	5,6256	0,657	0,200
6	7,8778	0,840	0,261
8	10,1300	1,138	0,338
10	12,3822	1,442	0,431
12	14,6344	1,56	0,526

Como pasaba en la compuerta de pared recta, los valores recogidos por el tubo de Pitot son completamente inservibles, alejándose por mucho de los reales. Queda pues patente que dicho aparato de medición, para este caso en particular, no es útil en condiciones sumergidas.

5.4. VERTEDERO DE PARED DELGADA

5.4.1. Descarga libre

En la descarga libre del vertedero de pared delgada únicamente interesaba tomar los calados de aguas arriba para obtener el coeficiente de descarga experimental y poder compararlo con la teoría. Debido a las turbulencias que se producían en la zona más próxima al vertedero, los calados se tomaron a una distancia superior a tres veces la altura del vertedero para mayor seguridad. Por otra parte, se tomó las medidas en dos secciones distintas y se procedió a hacer la media ya que las deformaciones del canal influían levemente en la medida.

Esta es la relación de calados aguas arriba en descarga libre:

<u>Qcaudalímetro (m³/h)</u>	<u>Q corregido(m³/h)</u>	<u>y₀ (mm)</u>	<u>h (mm)</u>
2	3,3734	189	39
4	5,6256	198	48
6	7,8778	209	59
8	10,1300	219	69
10	12,3822	228	78
12	14,6344	236	86

donde y_0 es el calado de aguas arriba y h es la altura de aguas sobre el vertedero. Para hallar los coeficientes de descarga experimental se ha utilizado la siguiente ecuación derivada de la teoría:

$$C_q = \frac{Q}{\frac{2}{3} b \sqrt{2gh}^{3/2}}$$

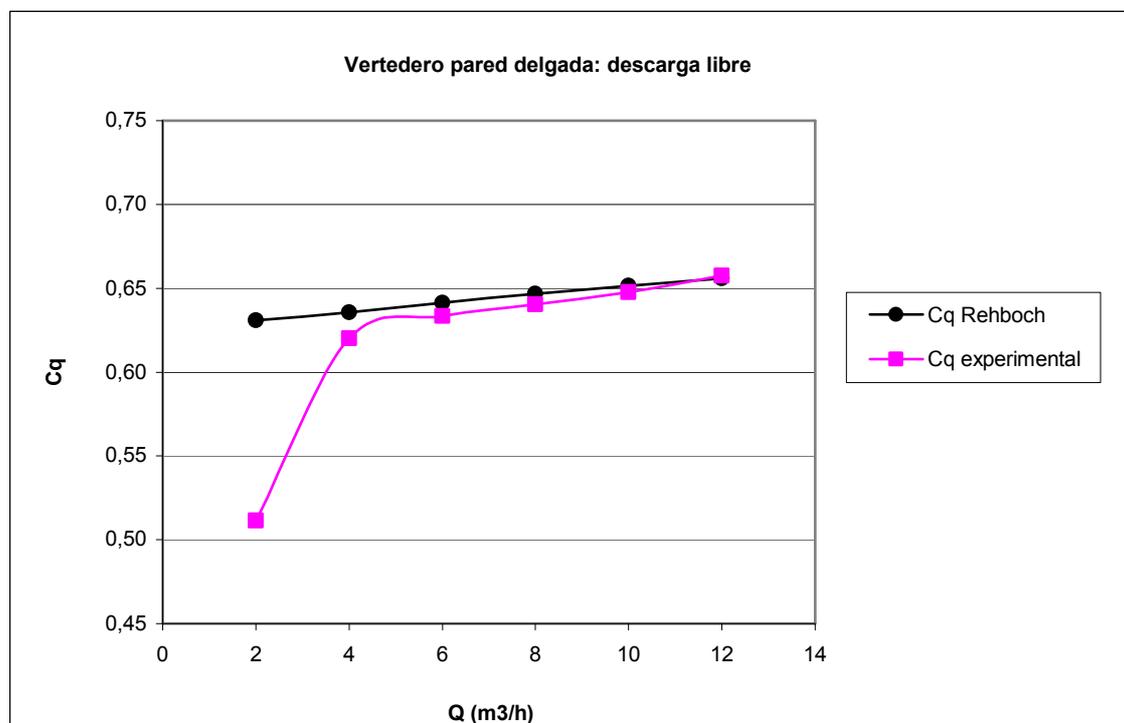
Y los correspondientes coeficientes de descarga teóricos para la comparación se han obtenido, como se menciona en la parte de la teoría, a partir de la ecuación de Rehboch:

$$C_q = 0.611 + 0.075(h/y_0)$$

Sustituyendo los valores obtenemos las series de coeficientes:

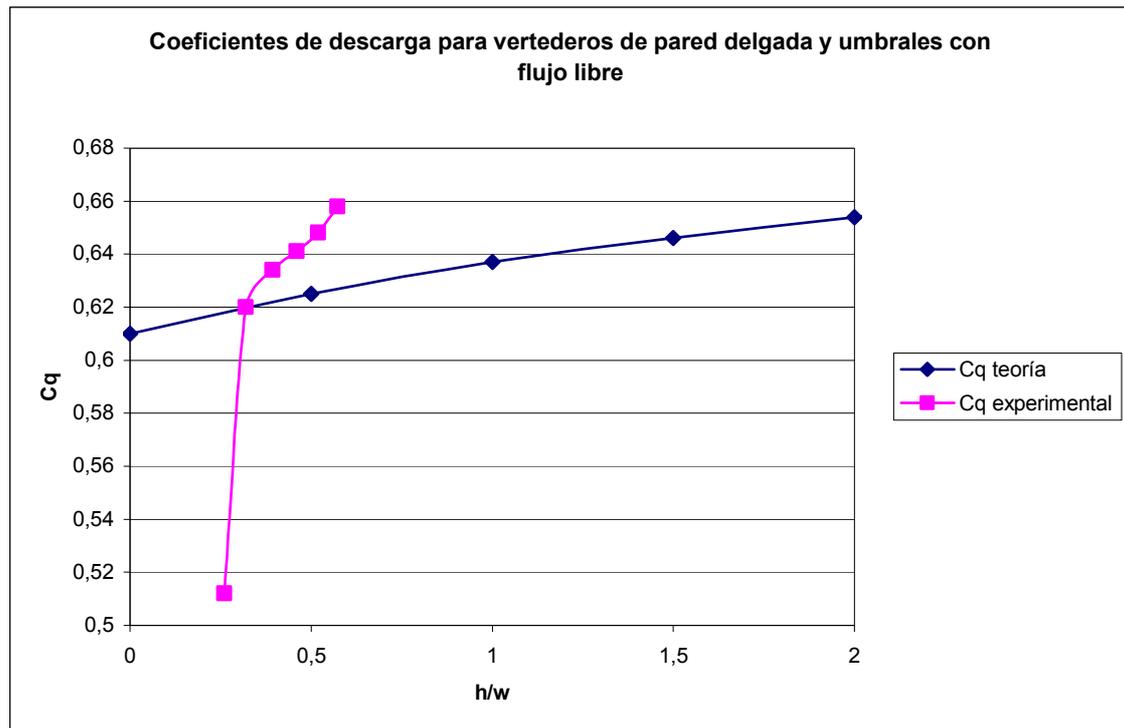
<u>Qcaudalímetro (m³/h)</u>	<u>Q corregido(m³/h)</u>	<u>Cq experimental</u>	<u>Cq teórico</u>
2	3,3734	0,512	0,631
4	5,6256	0,620	0,636
6	7,8778	0,634	0,641
8	10,1300	0,641	0,647
10	12,3822	0,648	0,652
12	14,6344	0,658	0,656

Mediante gráfico siguiente podemos comparar ambas series.



Como se puede apreciar, los coeficientes experimentales se ajustan de manera bastante precisa a la teoría. Los datos obtenidos son buenos (con las correcciones pertinentes) a excepción del primer valor, que no se puede valorar como bueno ya que es totalmente dispar con el resto de la serie.

A continuación se presenta una comparación entre los resultados obtenidos experimentalmente y la relación entre Cq y h/w que Rouse y Kandaswam (citados en Naudascher, 2000) determinaron en sus estudios (los resultados de dichos estudios se consideran en el gráfico como la teoría con la que comparar nuestros resultados).



Exceptuando el primer valor, los resultados obtenidos son cercanos a los de Rouse y Kandaswam.

5.4.2. Descarga sumergida

Como se mencionó en el apartado 4.3, se han obtenido los calados aguas arriba y las cargas de velocidad con el tubo de Pitot aguas abajo fijando el calado de aguas abajo a tres alturas conocidas distintas. Estas alturas son:

$$y_1 = 150 \text{ (mm)}$$

$$y_1 = 150 + 2/3 h \text{ (mm)}$$

$$y_1 = 150 + 5/6 h \text{ (mm)}$$

donde 150 mm es la altura del vertedero, y h es la altura de agua por encima del vertedero que se presentaba en el canal para cada uno de los diferentes caudales establecidos en la toma de datos en descarga libre.

Los valores de h en la descarga libre eran:

<u>Qcaudalímetro (m³/h)</u>	<u>Q corregido(m³/h)</u>	<u>h (mm)</u>
2	3,3734	39
4	5,6256	48
6	7,8778	59
8	10,1300	69
10	12,3822	78
12	14,6344	86

por lo que

<u>Qcaudalímetro (m³/h)</u>	<u>Q corregido(m³/h)</u>	<u>y₁ = 150 + 2/3 h (mm)</u>	<u>y₁ = 150 + 5/6 h (mm)</u>
2	3,3734	176	182,5
4	5,6256	182	190
6	7,8778	189,33	199,17
8	10,1300	196	207,5
10	12,3822	202	215
12	14,6344	207,33	221,67

Fijar estos calados aguas abajo del vertedero es difícil ya que el agua no es estable, sobretodo para los caudales mayores, de modo que estos calados han sido fijados mediante el regulador de la altura de la lámina de agua manualmente.

Los calados obtenidos aguas arriba para cada una de estas condiciones se presentan en las siguientes tablas.

Para $y_1 = 150$ (mm):

<u>Qcaudalímetro (m³/h)</u>	<u>Q corregido(m³/h)</u>	<u>y_a</u>	<u>h_a</u>
2	3,3734	-	-
4	5,6256	202,5	52,5
6	7,8778	213	63
8	10,1300	222	72
10	12,3822	232,5	82,5
12	14,6344	239	89

Para $y_1 = 150 + 2/3 h$ (mm):

<u>Qcaudalímetro (m³/h)</u>	<u>Q corregido(m³/h)</u>	<u>y_a</u>	<u>h_a</u>
2	3,3734	-	-
4	5,6256	209	59
6	7,8778	222	71
8	10,1300	231	81
10	12,3822	239	89
12	14,6344	252	102

Para $y_1 = 150 + 5/6 h$ (mm):

<u>Qcaudalímetro (m³/h)</u>	<u>Q corregido(m³/h)</u>	<u>γ_a</u>	<u>h_a</u>
2	3,3734	-	-
4	5,6256	211,5	61,5
6	7,8778	224	74
8	10,1300	236	86
10	12,3822	246	96
12	14,6344	260	110

donde h_0 es la altura del agua sobre el vertedero en descarga sumergida para cada uno de los casos anteriormente descritos.

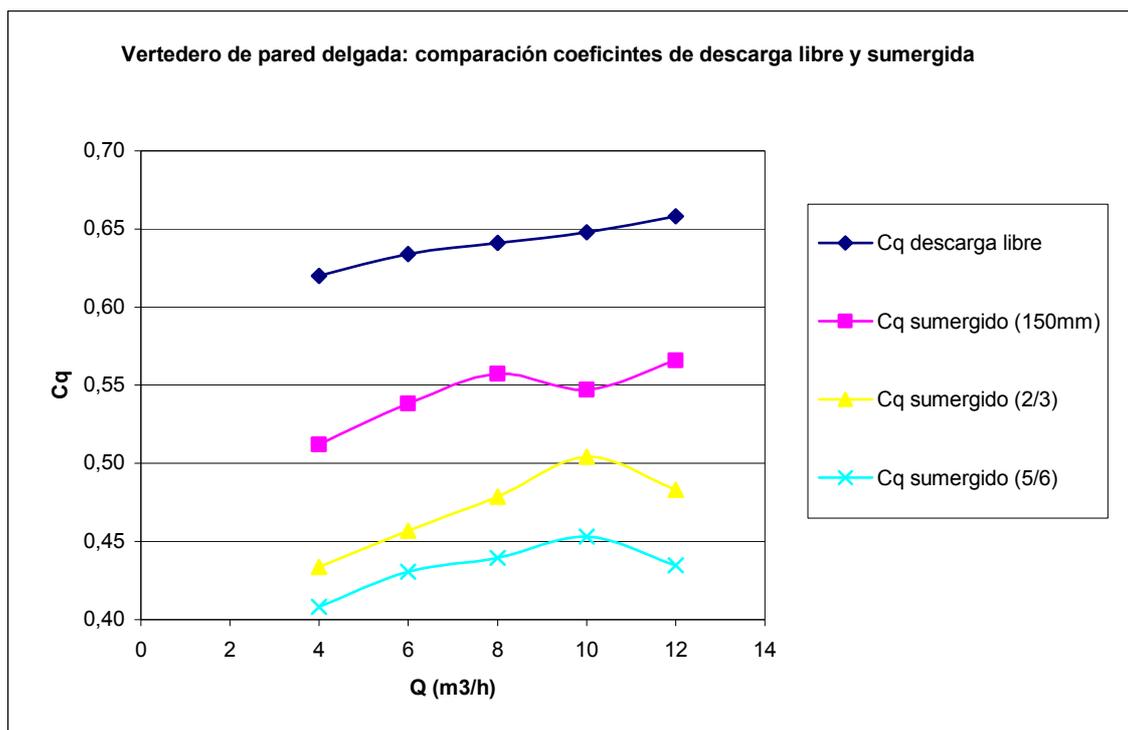
No hay resultados para 2 m³/h debido a que este no era caudal suficiente como para ahogar el chorro de descarga, y por tanto establecer la descarga sumergida.

Aplicando la ecuación del coeficiente de descarga obtenemos estos coeficientes:

<u>Qcaudalímetro (m³/h)</u>	<u>Q corregido(m³/h)</u>	<u>Cq sumergido (150 mm)</u>	<u>Cq sumergido (2/3 h)</u>	<u>Cq sumergido (5/6 h)</u>
4	5,6256	0,512	0,434	0,408
6	7,8778	0,538	0,457	0,431
8	10,1300	0,557	0,479	0,44
10	12,3822	0,547	0,504	0,453
12	14,6344	0,566	0,483	0,435

donde los términos “150 mm”, “2/3 h” y “5/6 h” de los coeficientes sumergidos, son simplificaciones que hacen referencia a las tres series de coeficientes calculados para los tres tipos de alturas del calado fijado aguas abajo.

A continuación se hace una comparación gráfica entre los coeficientes correspondientes a la descarga libre y los calculados para la descarga sumergida.



Como se puede apreciar, en descarga libre los coeficientes de descarga son mayores que los de la descarga sumergida. Se puede afirmar que conforme aumentamos el calado aguas abajo los coeficientes disminuyen. Esto se debe a que el calado de aguas arriba aumenta influenciado por el de aguas abajo, y aquel, es inversamente proporcional al coeficiente de descarga de acuerdo a la ecuación que lo define.

A partir de cierto nivel, el calado abajo del vertedero empieza a influenciar al calado de arriba del vertedero, haciendo que este suba conforme sube aquel. Esta influencia suele comenzar a notarse cuando el calado aguas abajo es igual a la altura del vertedero más dos tercios de la altura del agua sobre el vertedero, para el mismo caudal, en descarga libre. Sin embargo, esta influencia en nuestro caso se hace patente desde el primer momento.

Después de esta comparación se ha procedido a comparar los coeficientes obtenidos para la descarga sumergida con sus respectivos coeficientes teóricos. Dichos coeficientes teóricos han sido obtenidos aplicándole a los coeficientes de descarga libre unos factores de reducción de acuerdo a la tabla del apartado 4.3, donde aparecen dos parámetros nuevos:

- H_1 , altura del agua por encima del vertedero más la carga de velocidad, aguas arriba del mismo;
- H_2 , altura del agua por encima del vertedero más la carga de velocidad, aguas abajo del mismo.

Dado que la velocidad aguas arriba del vertedero se considera nula según la teoría, y que han sido malos los resultados obtenidos con el tubo de Pitot, como se verá más adelante, se ha decidido no utilizar las cargas de velocidad obtenidas con el mismo. Por

lo que se han considerado H_1 y H_2 iguales a la altura del agua por encima del vertedero aguas arriba y aguas abajo del mismo, respectivamente.

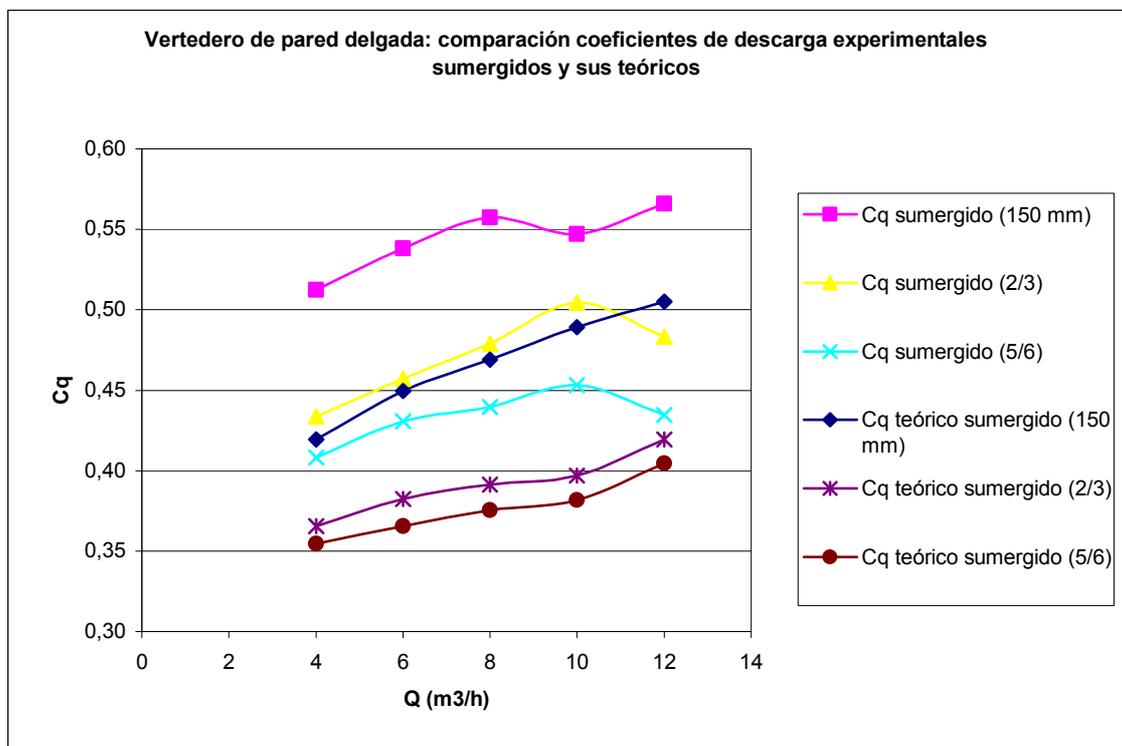
De acuerdo a la tabla 4.3 se han obtenido los siguientes factores de reducción (f):

<u>Qcaudalímetro (m³/h)</u>	<u>Q corregido(m³/h)</u>	<u>f para "150 mm"</u>	<u>f para "2/3 h"</u>	<u>f para "5/6 h"</u>
4	5,6256	0,677	0,589	0,572
6	7,8778	0,709	0,603	0,577
8	10,1300	0,732	0,610	0,585
10	12,3822	0,755	0,613	0,589
12	14,6344	0,767	0,638	0,615

De manera que al multiplicar el coeficiente experimental de descarga libre por estos factores se obtienen los siguientes coeficientes teóricos de descarga sumergida correspondientes a cada uno de los tres calados fijados en aguas abajo.

<u>Qcaudalímetro (m³/h)</u>	<u>Q corregido(m³/h)</u>	<u>Cq teórico sumergido (150 mm)</u>	<u>Cq teórico sumergido (2/3 h)</u>	<u>Cq teórico sumergido (5/6 h)</u>
4	5,6256	0,4195	0,3655	0,3547
6	7,8778	0,4494	0,3824	0,3656
8	10,1300	0,4692	0,3913	0,3753
10	12,3822	0,4892	0,3969	0,3818
12	14,6344	0,5050	0,4195	0,4046

En el siguiente diagrama se compara los resultados experimentales con los teóricos.



Los coeficientes teóricos obtenidos a partir de los coeficientes experimentales de la descarga libre, resultan mucho más bajos que los obtenidos experimentalmente en la sumersión. Podría ser debido a que no se han utilizado las cargas de velocidad en el cálculo de los factores de reducción, pero según la ecuación que define dicho factor de corrección, las cargas aumentarían H_2 , y cuanto más grande es este, menor es el factor de reducción.

$$f = \left[1 - \left(\frac{H_2}{H_1} \right)^{3/2} \right]^{0.385}$$

Queda claro que o bien el canal provoca en el comportamiento del agua un mayor H_2 del que correspondería, o bien un menor H_1 del que sería lógico.

Como se ha mencionado en la sección 4.3, en los vertederos se pueden tomar dos mediciones a distintas alturas con el tubo de Pitot, una a un 40% de la altura del calado sobre la solera del canal, y la otra a un 75%.

Se han tomado pues, dos velocidades experimentales, la velocidad máxima (75%) y la velocidad media (40%). Estas dos velocidades han sido comparadas con la velocidad media real, obtenida a partir del caudal y el área de la sección, ambos conocidos. También se han comparado con una velocidad media teórica, la derivada de la velocidad máxima ($V_{media} = 2/3 V_{máx.}$).

Al igual que ocurría con los coeficientes de descarga, no se han registrado valores para el caudal de 2 m³/h por ser imposible sumergir su chorro de descarga.

A continuación se muestran las lecturas del Pitot para las tres posiciones de los calados aguas abajo, así como para los diferentes caudales.

Para $y_l = 150$ (mm)

<u>Qcaudalímetro (m³/h)</u>	<u>Q corregido(m³/h)</u>	<u>Pitot (mm) - Vmáx</u>	<u>Pitot (mm) - Vmedia</u>
4	5,6256	169	174
6	7,8778	170	177
8	10,1300	172	185
10	12,3822	175	188
12	14,6344	183	196

Para $y_l = 150 + 2/3 h$ (mm)

<u>Qcaudalímetro (m³/h)</u>	<u>Q corregido(m³/h)</u>	<u>Pitot (mm) - Vmáx</u>	<u>Pitot (mm) - Vmedia</u>
4	5,6256	220	223
6	7,8778	234	239
8	10,1300	242	251
10	12,3822	254	> 255
12	14,6344	> 255	> 255

Para $y_l = 150 + 5/6 h$ (mm)

<u>Qcaudalímetro (m³/h)</u>	<u>Q corregido(m³/h)</u>	<u>Pitot (mm) - Vmáx</u>	<u>Pitot (mm) - Vmedia</u>
4	5,6256	227	231
6	7,8778	245	248
8	10,1300	> 255	> 255
10	12,3822	> 255	> 255
12	14,6344	> 255	> 255

Como puede verse, conforme se fue subiendo el calado aguas abajo y los caudales, la capacidad de registro del tubo de Pitot fue superada.

A continuación se muestran las velocidades derivadas de las medidas recogidas por el Pitot, así como las velocidades medias reales (caudal/área de la sección) y las velocidades teóricas medias (2/3 de la velocidad máxima en el 75% de la altura del calado).

Para $y_l = 150$ (mm)

<u>Qcaudalím. (m³/h)</u>	<u>Q corregido(m³/h)</u>	<u>Vmáx. (m/s)</u>	<u>Vmedia (m/s)</u>	<u>Vmedia=2/3 Vmáx. (m/s)</u>	<u>V = Q/A (m/s)</u>
4	5,6256	0,61	0,69	0,41	0,12
6	7,8778	0,63	0,73	0,42	0,17
8	10,1300	0,66	0,83	0,44	0,22
10	12,3822	0,70	0,86	0,47	0,27
12	14,6344	0,80	0,95	0,54	0,32

Para $y_l = 150 + 2/3 h$ (mm)

<u>Qcaudalím. (m³/h)</u>	<u>Q corregido(m³/h)</u>	<u>Vmáx. (m/s)</u>	<u>Vmedia (m/s)</u>	<u>Vmedia=2/3 Vmáx. (m/s)</u>	<u>V = Q/A (m/s)</u>
4	5,6256	0,97	1,00	0,65	0,10
6	7,8778	1,04	1,08	0,69	0,14
8	10,1300	1,05	1,13	0,70	0,17
10	12,3822	1,10	> 1,11	0,74	0,20
12	14,6344	> 1,06	> 1,06	> 0,71	0,23

Para $y_l = 150 + 5/6 h$ (mm)

<u>Qcaudalím. (m³/h)</u>	<u>Q corregido(m³/h)</u>	<u>Vmáx. (m/s)</u>	<u>Vmedia (m/s)</u>	<u>Vmedia=2/3 Vmáx. (m/s)</u>	<u>V = Q/A (m/s)</u>
4	5,6256	0,99	1,03	0,66	0,10
6	7,8778	1,07	1,10	0,71	0,13
8	10,1300	> 1,08	> 1,08	> 0,72	0,16
10	12,3822	> 1,01	> 1,01	> 0,67	0,19
12	14,6344	> 0,95	> 0,95	>0,63	0,22

De nuevo los resultados obtenidos, con el tubo de Pitot no reflejan la realidad. Mientras las velocidades calculadas a partir de los caudales y las áreas de las secciones tienen valores muy pequeños, como es de esperar en una descarga sumergida, las velocidades máximas y medias derivadas del tubo son bastante altas. Ni siquiera las velocidades medias obtenidas a partir de la máxima (2/3), se acercan, quedándose a mitad de camino con la realidad.

Queda patente el mal funcionamiento de este elemento de medida, y sobretodo, que en condiciones de sumersión carece casi por completo de eficacia alguna.

5.5. VERTEDERO DE PARED GRUESA

5.5.1. Descarga libre

De las tres campañas realizadas con los vertederos con descarga libre, esta es la única en la que se han tomado valores de calados así como las cargas de velocidad sobre, y aguas abajo, del vertedero. Dichos calados han sido tomados únicamente con el propósito de hallar el área de las secciones, y de esta manera calcular la velocidad media real que pasa por ellas. Por ello, sólo se hará referencia a las velocidades y cargas de velocidad, y no de los calados de esas dos secciones, en la parte referida al análisis de los datos recogidos por el tubo de Pitot.

A continuación, se muestran los calados de aguas arriba. Hay que decir, que como en el vertedero de pared delgada, se han tomado los calados en dos secciones distintas a una distancia considerable del vertedero, y posteriormente se ha obtenido la media de ambas para evitar los posibles errores derivados de las turbulencias de la superficie del agua.

<u>Qcaudalímetro (m³/h)</u>	<u>Q corregido(m³/h)</u>	<u>y₀ (mm)</u>	<u>h (mm)</u>
2	3,3734	133	48
4	5,6256	145	60
6	7,8778	154	69
8	10,1300	167	82
10	12,3822	176	91
12	14,6344	185	100

Estos son sus correspondientes coeficientes de descarga.

<u>Qcaudalímetro (m³/h)</u>	<u>Q corregido(m³/h)</u>	<u>C_q experimental</u>
2	3,3734	0,359
4	5,6256	0,429
6	7,8778	0,487
8	10,1300	0,483
10	12,3822	0,505
12	14,6344	0,518

En cuanto a los coeficientes teóricos, haciendo uso de las ecuaciones de Bazin mencionadas en la parte teórica correspondiente a este vertedero, tenemos que:

<u>Qcaudalímetro (m³/h)</u>	<u>Q corregido(m³/h)</u>	<u>e/h</u>
2	3,3734	5,208
4	5,6256	4,167
6	7,8778	3,623
8	10,1300	3,049
10	12,3822	2,747
12	14,6344	2,500

siendo e el espesor longitudinal del vertedero y h la altura de agua sobre él. Aplicando las ecuaciones 3.66 o 3.67, según sean los valores mayores o menores de tres, se obtienen los siguientes valores del coeficiente reductor:

<u>Qcaudalímetro (m³/h)</u>	<u>Q corregido(m³/h)</u>	<u>ε_1</u>
2	3,3734	0,769
4	5,6256	0,774
6	7,8778	0,778
8	10,1300	0,783
10	12,3822	0,767
12	14,6344	0,774

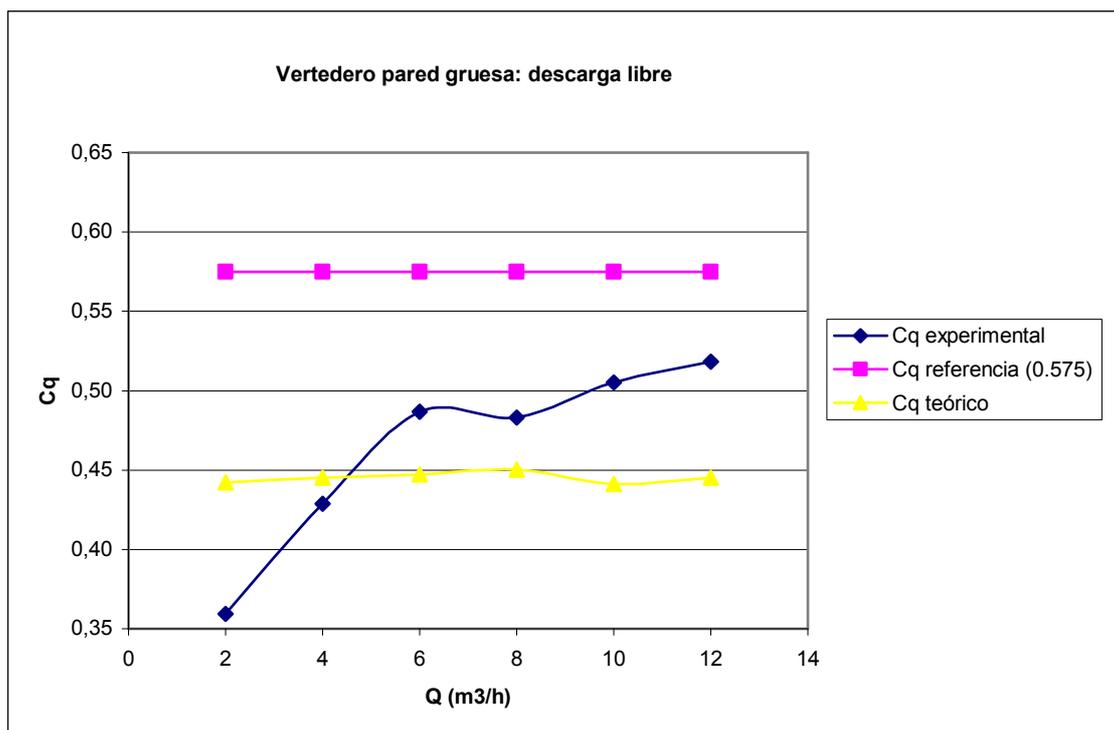
Por la ecuación 3.65 de la teoría sabemos que

$$C = \frac{2}{3} \sqrt{2g} C_{di}$$

donde C_{di} es el coeficiente de descarga ideal para el vertedero de pared gruesa, y cuyo valor es 0.575. Si multiplicamos este valor por los coeficientes de reducción que se han obtenido anteriormente, tenemos los coeficientes de descarga teóricos para descarga libre.

<u>Qcaudalímetro (m³/h)</u>	<u>Q corregido(m³/h)</u>	<u>Cq teórico</u>
2	3,3734	0,442
4	5,6256	0,445
6	7,8778	0,447
8	10,1300	0,450
10	12,3822	0,441
12	14,6344	0,445

Para comparar los coeficientes teóricos con los obtenidos experimentalmente, se presenta a continuación una gráfica en la que además se establece un nivel de referencia con el valor ideal $C_{di} = 0.575$.



Los coeficientes experimentales se encuentran entre los valores de la teoría y el valor de referencia. Se puede decir que los valores obtenidos son buenos, si bien no se ajustan del todo a lo deseado si están próximos. La serie experimental es ascendente desde el valor correspondiente al caudal más pequeño hasta el correspondiente al máximo, siendo dichos extremos los que más distan de la teoría.

Respecto a las cargas de velocidad tomadas, en primer lugar se va a comentar las de la sección crítica sobre el vertedero y más tarde la sección aguas abajo.

Las cargas recogidas por el manómetro del Pitot en la sección crítica son:

<u>Qcaudalímetro (m³/h)</u>	<u>Q corregido(m³/h)</u>	<u>Pitot (mm) - Vmáx</u>	<u>Pitot (mm) - Vmedia</u>
2	3,3734	123	123
4	5,6256	149	150
6	7,8778	174	174
8	10,1300	195	195
10	12,3822	215	216
12	14,6344	234	234

Lo cierto es que, como se puede apreciar, el registro del Tubo de Pitot en diferentes puntos de la sección prácticamente no variaba, siendo la velocidad uniforme. Por lo que no hay diferencia entre la velocidad máxima y la media.

A continuación se presentan cuatro relaciones de velocidades, las dos experimentales, la velocidad crítica ($V_c = \sqrt{2/3 gh}$) sobre el vertedero y la real.

<u>Qcaudalím. (m³/h)</u>	<u>Q corregido(m³/h)</u>	<u>Vmáx. (m/s)</u>	<u>Vmedia (m/s)</u>	<u>Vcrítica (m/s)</u>	<u>V = Q/A (m/s)</u>
2	3,3734	1,41	1,41	0,56	0,53
4	5,6256	1,52	1,53	0,63	0,6
6	7,8778	1,63	1,63	0,72	0,69
8	10,1300	1,72	1,72	0,78	0,74
10	12,3822	1,78	1,79	0,81	0,77
12	14,6344	1,85	1,85	0,85	0,81

Las velocidades medidas con el Pitot son excesivamente superiores a las velocidades medias reales, haciéndolas carecer por completo de fiabilidad. Sin embargo las velocidades críticas dependientes tan solo de la altura de agua sobre el vertedero h , sí se aproximan a la realidad, dando a entender que el calado aguas arriba es, si bien no del todo, el que debería presentarse para cada uno de los caudales utilizados.

En la sección aguas abajo se han recogido las siguientes cargas de velocidad.

<u>Qcaudalímetro (m³/h)</u>	<u>Q corregido(m³/h)</u>	<u>Pitot (mm) - Vmáx</u>	<u>Pitot (mm) - Vmedia</u>
2	3,3734	16	16
4	5,6256	82	80
6	7,8778	120	114
8	10,1300	151	149
10	12,3822	181	177
12	14,6344	210	200

También en esta sección, las cargas de velocidad en la posición de la velocidad máxima y la media, son prácticamente iguales. La relación de las velocidades se expone a continuación.

<u>Qcaudalím. (m³/h)</u>	<u>Q corregido(m³/h)</u>	<u>Vmáx. (m/s)</u>	<u>Vmedia (m/s)</u>	<u>V = Q/A (m/s)</u>
2	3,3734	0,30	0,30	0,97
4	5,6256	1,15	1,13	1,24
6	7,8778	1,42	1,38	1,53
8	10,1300	1,58	1,57	1,43
10	12,3822	1,74	1,72	1,55
12	14,6344	1,87	1,82	1,56

Las velocidades reales medias son bastante altas y están al nivel de las obtenidas mediante el Pitot. Los valores derivados de este, oscilan por encima y por debajo de los valores obtenidos a partir del caudal que pasa por la sección. Se pueden considerar como buenos los resultados obtenidos, si bien no se puede saber es por simple casualidad teniendo en cuenta los anteriores resultados.

5.5.2. Descarga sumergida

De nuevo se toman los valores en las 3 secciones fijando los tres calados aguas abajo.

$$y_1 = 85 \text{ (mm)}$$

$$y_1 = 85 + 2/3 h \text{ (mm)}$$

$$y_1 = 85 + 5/6 h \text{ (mm)}$$

donde 85 mm, al igual que en el vertedero de pared delgada, es la altura del vertedero, y h es la altura de agua por encima del vertedero en descarga libre.

Los valores de h en la descarga libre eran:

<u>Qcaudalímetro (m³/h)</u>	<u>Q corregido(m³/h)</u>	<u>h (mm)</u>
2	3,3734	48
4	5,6256	60
6	7,8778	69
8	10,1300	82
10	12,3822	91
12	14,6344	100

siendo por lo tanto, los valores de y_1 los siguientes:

<u>Qcaudalímetro (m³/h)</u>	<u>Q corregido(m³/h)</u>	<u>$y_1 = 85 + 2/3 h$ (mm)</u>	<u>$y_1 = 85 + 5/6 h$ (mm)</u>
2	3,3734	117	125
4	5,6256	125	135
6	7,8778	131	142,5
8	10,1300	140	153,33
10	12,3822	146	160,83
12	14,6344	152	168,33

Con estas condiciones de calados aguas abajo, se han obtenido para los diferentes caudales, los siguientes calados aguas arriba.

Para $y_1 = 85$ (mm):

<u>Qcaudalímetro (m³/h)</u>	<u>Q corregido(m³/h)</u>	<u>y_0</u>	<u>h_0</u>
2	3,3734	-	-
4	5,6256	145,5	60,5
6	7,8778	157,5	72,5
8	10,1300	169	84
10	12,3822	177	92
12	14,6344	186	101

Para $y_l = 85 + 2/3 h$ (mm):

<u>Qcaudalímetro (m³/h)</u>	<u>Q corregido(m³/h)</u>	<u>y₀</u>	<u>h₀</u>
2	3,3734	-	-
4	5,6256	146,5	61,5
6	7,8778	158	73
8	10,1300	170	85
10	12,3822	178	93
12	14,6344	188	103

Para $y_l = 85 + 5/6 h$ (mm):

<u>Qcaudalímetro (m³/h)</u>	<u>Q corregido(m³/h)</u>	<u>y₀</u>	<u>h₀</u>
2	3,3734	-	-
4	5,6256	149	64
6	7,8778	160,5	75,5
8	10,1300	173	88
10	12,3822	180	95
12	14,6344	190,5	105,5

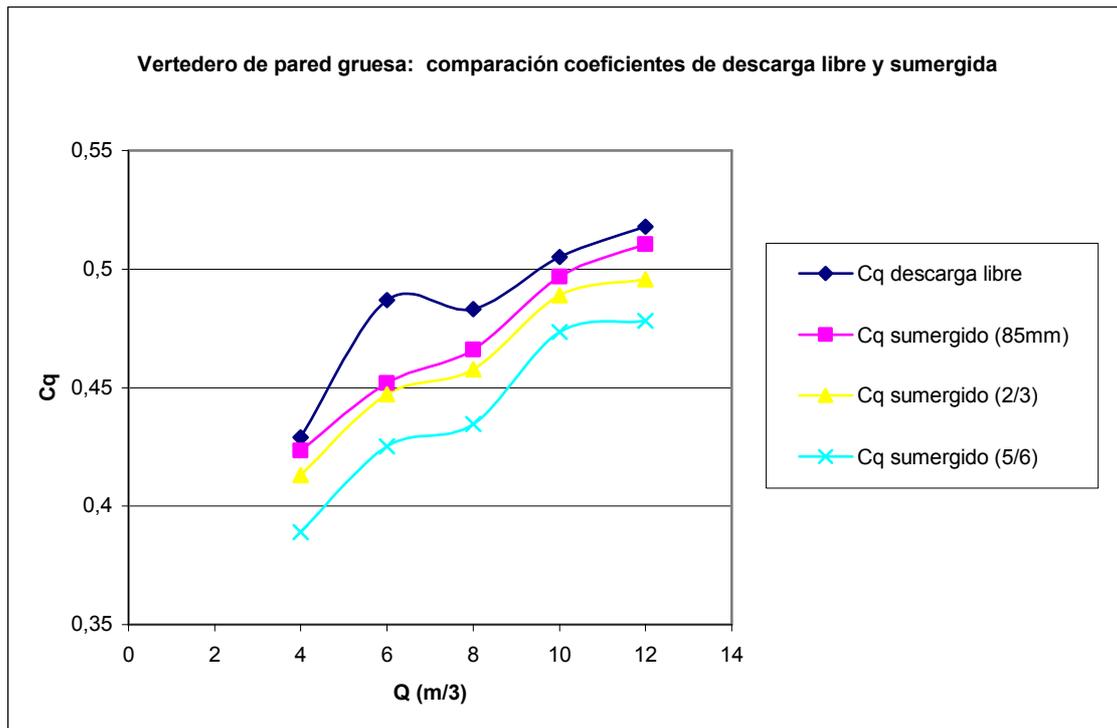
donde h_0 es la altura del agua sobre el vertedero en descarga sumergida para cada uno de los casos anteriormente descritos. Al igual que ocurría con el vertedero de pared delgada, es imposible establecer un chorro sumergido con los calados aguas abajo deseados para el caudal 2 m³/h, por lo que no se tienen datos sobre este.

Los coeficientes experimentales que se obtienen a partir de estos datos, se muestran en la siguiente tabla

<u>Qcaudalímetro (m³/h)</u>	<u>Q corregido(m³/h)</u>	<u>C_q sumergido (85 mm)</u>	<u>C_q sumergido (2/3 h)</u>	<u>C_q sumergido (5/6 h)</u>
4	5,6256	0,423	0,413	0,389
6	7,8778	0,452	0,447	0,425
8	10,1300	0,466	0,458	0,435
10	12,3822	0,497	0,489	0,474
12	14,6344	0,511	0,496	0,478

donde "85 mm", "2/3 h" y "5/6 h" son abreviaciones que hacen referencia a los distintos calados fijados aguas abajo.

En el siguiente gráfico se muestra la comparación entre los coeficientes experimentales de descarga en condiciones de sumersión y los coeficientes experimentales de descarga en desagüe libre.



Para este vertedero, las series de coeficientes no están tan distanciadas como lo estaban en el de pared delgada, y al igual que ocurría en este, el comportamiento del agua es el de tener coeficientes de descarga sumergida inferiores al de descarga libre. A su vez, dichos coeficientes disminuyen conforme se sube el calado aguas abajo. Las curvas que presentan las diferentes series muestran los mismos cambios de pendiente en mayor o menor medida, siendo esta la campaña en la que el comportamiento del agua se ha reflejado de manera más homogénea. Los coeficientes de descarga suben conforme sube el caudal con una pendiente muy pronunciada.

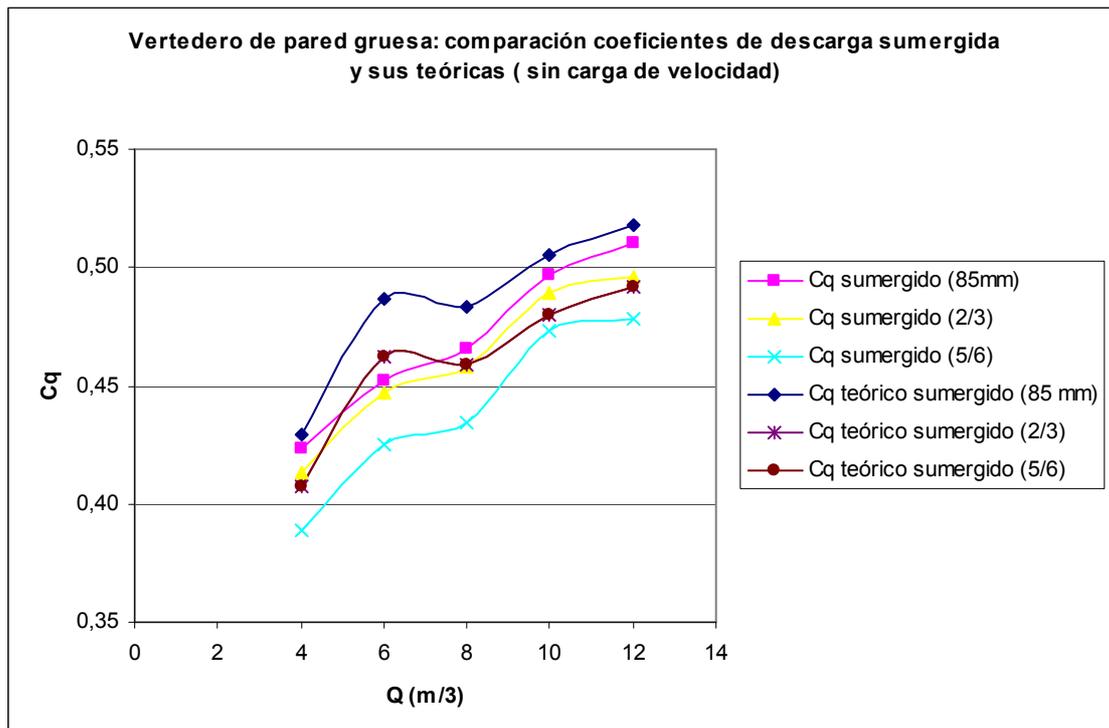
Para los coeficientes de descarga sumergida teóricos, se ha empleado la misma tabla con los factores de reducción correspondientes que se ha utilizado para el vertedero de pared delgada. Sin embargo, al utilizar en este caso factores de corrección ya establecidos y no una fórmula para calcularlos, se han calculado los coeficientes de descarga sumergida teóricos sin utilizar las cargas de velocidad primero, para utilizarlas después y comprobar de qué forma se aproxima más lo experimental a lo teórico. Las cargas de velocidad que se han utilizado no son las leídas por el tubo de Pitot dada su escasa fiabilidad, sino los provenientes de las velocidades

Sin incluir las cargas de velocidad en los valores de H_2 (se considera nula la velocidad aguas arriba por lo que H_1 no se ve afectada) se obtiene la siguiente relación de factores de reducción obtenidos de la tabla 4.3:

<u>Qcaudalímetro (m³/h)</u>	<u>Q corregido(m³/h)</u>	<u>f para "85 mm"</u>	<u>f para "2/3 h"</u>	<u>f para "5/6 h"</u>
4	5,6256	1,00	0,95	0,95
6	7,8778	1,00	0,95	0,95
8	10,1300	1,00	0,95	0,95
10	12,3822	1,00	0,95	0,95
12	14,6344	1,00	0,95	0,95

Aplicando los factores de reducción obtenemos los coeficientes de descarga sumergida teóricos sin considerar las cargas de velocidad.

<u>Qcaudalímetro (m³/h)</u>	<u>Q corregido(m³/h)</u>	<u>Cq teórico sumergido (85 mm)</u>	<u>Cq teórico sumergido (2/3 h)</u>	<u>Cq teórico sumergido (5/6 h)</u>
4	5,6256	0,429	0,408	0,408
6	7,8778	0,487	0,463	0,463
8	10,1300	0,483	0,459	0,459
10	12,3822	0,505	0,480	0,480
12	14,6344	0,518	0,492	0,492



Los coeficientes experimentales están entorno a los teóricos, siendo estos ligeramente mayores. El ajuste es bastante bueno a lo largo de las dos series, abarcando estas un amplio rango de valores, ya que el valor inferior y el superior distan en casi una décima.

A continuación se muestran las cargas de velocidad que se producen realmente aguas abajo derivadas de las velocidades medias reales.

<u>Qcaudalímetro (m³/h)</u>	<u>Q corregido(m³/h)</u>	<u>carga de velocidad</u> <u>(85 mm)</u>	<u>carga de velocidad</u> <u>(2/3 h)</u>	<u>carga de velocidad</u> <u>(5/6 h)</u>
4	5,6256	2,441	1,334	1,175
6	7,8778	4,788	2,363	2,047
8	10,1300	7,916	3,402	2,884
10	12,3822	11,828	4,643	3,884
12	14,6344	16,521	5,948	4,916

Al sumarlas a las tres series de calados que se fijan aguas abajo, se obtienen los diferentes valores de H_2 .

<u>Qcaudalímetro (m³/h)</u>	<u>Q corregido(m³/h)</u>	<u>H₂ para "85 mm" (mm)</u>	<u>H₂ para "2/3 h" (mm)</u>	<u>H₂ para "5/6 h" (mm)</u>
4	5,6256	87,44	118,33	126,18
6	7,8778	89,79	127,36	137,05
8	10,1300	92,92	134,40	145,38
10	12,3822	96,83	144,64	157,21
12	14,6344	101,52	151,95	165,75

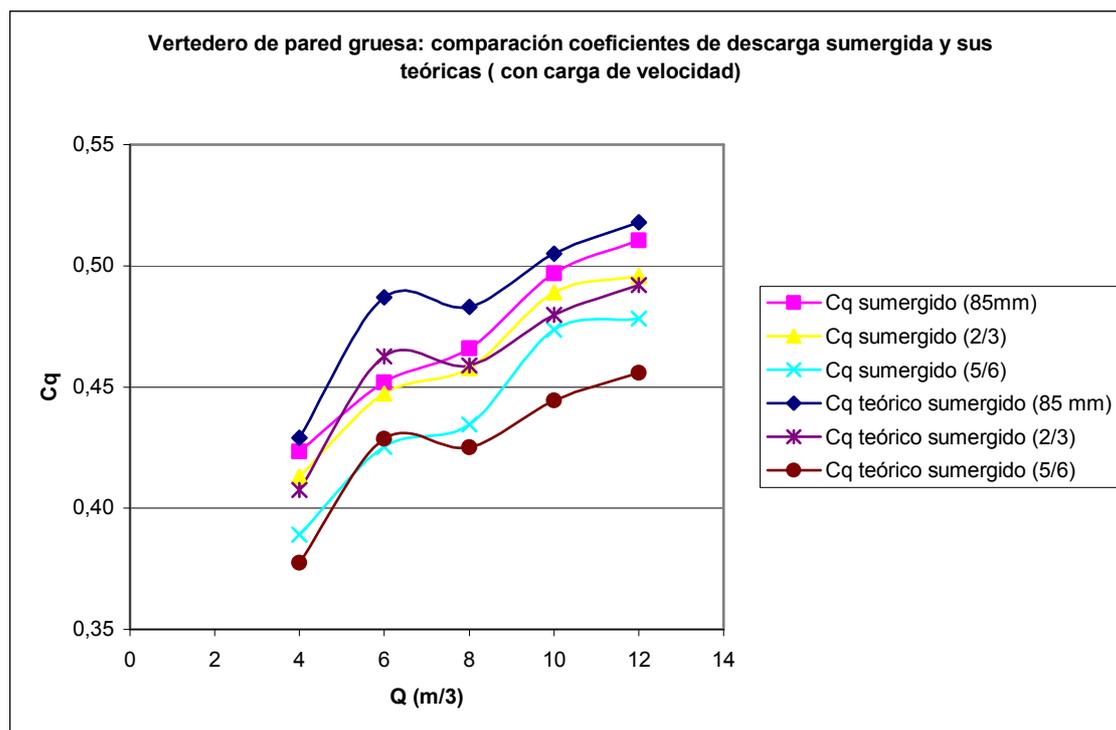
Entrando con estos valores y los del calado de aguas arriba (H_1) en la tabla 4.3, obtenemos los factores de reducción.

<u>Qcaudalímetro (m³/h)</u>	<u>Q corregido(m³/h)</u>	<u>f para "85 mm"</u>	<u>f para "2/3 h"</u>	<u>f para "5/6 h"</u>
4	5,6256	1,00	0,95	0,88
6	7,8778	1,00	0,95	0,88
8	10,1300	1,00	0,95	0,88
10	12,3822	1,00	0,95	0,88
12	14,6344	1,00	0,95	0,88

Se obtienen pues, los siguientes coeficientes de descarga sumergida teóricos al tener en cuenta las cargas de velocidad reales.

<u>Qcaudalímetro (m³/h)</u>	<u>Q corregido(m³/h)</u>	<u>Cq teórico sumergido</u> <u>(85 mm)</u>	<u>Cq teórico sumergido</u> <u>(2/3 h)</u>	<u>Cq teórico sumergido</u> <u>(5/6 h)</u>
4	5,6256	0,429	0,408	0,378
6	7,8778	0,487	0,463	0,429
8	10,1300	0,483	0,459	0,425
10	12,3822	0,505	0,480	0,444
12	14,6344	0,518	0,492	0,456

Este es el gráfico de comparación.



Lo cierto es que tan solo varían los dos coeficientes teóricos de descarga sumergida menores, apareciendo el menor por debajo del resto de series, a con unos valores sensiblemente menores a los del resto de curvas. Añadirle las cargas de velocidad no mejora en gran medida la precisión de los datos recogidos.

En cuanto a las velocidades en esta campaña, el análisis de los resultados obtenidos con las velocidades se va a hacer para tres grupos diferenciados, cada uno referido a uno de los tres calados fijados aguas abajo. En cada grupo hay datos de las tres secciones de estudio, aguas arriba, sobre el vertedero y aguas abajo del mismo.

Para el calado aguas abajo igual a la altura del vertedero (85 mm), se tiene en la primera sección (la de aguas arriba) las siguientes lecturas del manómetro:

<u>Qcaudalímetro (m³/h)</u>	<u>Q corregido(m³/h)</u>	<u>Pitot (mm) - Vmáx</u>	<u>Pitot (mm) - Vmedia</u>
4	5,6256	135	135
6	7,8778	159	159
8	10,1300	187	187
10	12,3822	206	206
12	14,6344	224	224

No hay diferencia entre las medidas tomadas a una altura del 75% del calado con la tomada al 45%. A continuación se comparan numéricamente la velocidad media experimental (que es también la máxima), la velocidad media teórica derivada de la máxima (2/3 de ella) y la velocidad media real.

<u>Qcaudalím. (m³/h)</u>	<u>Q corregido(m³/h)</u>	<u>Vmedia (m/s)</u>	<u>Vmedia=2/3 Vmáx. (m/s)</u>	<u>V = Q/A (m/s)</u>
4	5,6256	-	-	0,13
6	7,8778	0,17	0,11	0,17
8	10,1300	0,59	0,40	0,20
10	12,3822	0,75	0,50	0,23
12	14,6344	0,86	0,58	0,26

Para el caudal 2 m³/h los valores obtenidos con el tubo de Pitot son menores que los calados, por lo que dichos valores son erróneos.

Sobre el vertedero se han recogido las siguientes lecturas:

<u>Qcaudalímetro (m³/h)</u>	<u>Q corregido(m³/h)</u>	<u>Pitot (mm) - Vmáx</u>	<u>Pitot (mm) - Vmedia</u>
4	5,6256	152	150
6	7,8778	176	175
8	10,1300	198	198
10	12,3822	227	227
12	14,6344	237	238

Ahora se introduce también la velocidad crítica, sólo se compara la velocidad media experimental debido a la gran similitud con la máxima, hecho lógico dada lo pequeña que es la sección.

<u>Qcaudalím.(m³/h)</u>	<u>Q corregido(m³/h)</u>	<u>Vmedia (m/s)</u>	<u>Vmed.=2/3 Vmáx. (m/s)</u>	<u>Vcrítica (m/s)</u>	<u>V = Q/A (m/s)</u>
4	5,6256	1,54	1,03	0,63	0,63
6	7,8778	1,65	1,10	0,70	0,69
8	10,1300	1,73	1,15	0,73	0,74
10	12,3822	1,85	1,23	0,78	0,78
12	14,6344	1,87	1,24	0,81	0,81

Por último, la sección de aguas abajo.

<u>Qcaudalímetro (m³/h)</u>	<u>Q corregido(m³/h)</u>	<u>Pitot (mm) - Vmáx</u>	<u>Pitot (mm) - Vmedia</u>
4	5,6256	77	73
6	7,8778	66	87
8	10,1300	80	111
10	12,3822	100	118
12	14,6344	107	143

De la anterior tabla se obtienen los siguientes valores:

<u>Qcaudalím. (m³/h)</u>	<u>Q corregido(m³/h)</u>	<u>Vmáx. (m/s)</u>	<u>Vmedia (m/s)</u>	<u>Vmed.=2/3 Vmáx. (m/s)</u>	<u>V = Q/A (m/s)</u>
4	5,6256	-	-	-	0,22
6	7,8778	-	0,20	-	0,31
8	10,1300	-	0,71	-	0,39
10	12,3822	0,54	0,80	0,36	0,48
12	14,6344	0,66	1,07	0,44	0,57

Los valores que faltan no se pueden calcular a partir de las mediciones del tubo de Pitot, ya que las lecturas del manómetro que se obtuvieron eran menores que el propio calado, hecho incoherente.

De los tres bloques de velocidades se puede decir, que en general las cargas recogidas del manómetro del Pitot son siempre muy grandes en comparación con la realidad, doblando e incluso triplicando sus valores. Respecto a la velocidad crítica sobre el vertedero, es la única que se aproxima a la velocidad media real, hecho que también se daba en la descarga libre. Tan sólo aguas abajo parece haber valores parecidos, pero la escasez de estos hacen que no se puedan considerar como útiles.

Subiendo el calado aguas arriba a la posición intermedia, se tiene que en la sección aguas arribase han producidos los siguientes calados:

<u>Qcaudalímetro (m³/h)</u>	<u>Q corregido(m³/h)</u>	<u>Pitot (mm) - Vmáx</u>	<u>Pitot (mm) - Vmedia</u>
4	5,6256	137	137
6	7,8778	160	160
8	10,1300	188	188
10	12,3822	206	206
12	14,6344	227	227

Igualmente las velocidades no muestran en esta sección cambios representativos entre las diferentes alturas, por lo que a continuación sólo se comparará la velocidad media.

<u>Qcaudalím.(m³/h)</u>	<u>Q corregido(m³/h)</u>	<u>Vmedia (m/s)</u>	<u>Vmedia=2/3 Vmáx. (m/s)</u>	<u>V = Q/A (m/s)</u>
4	5,6256	-	-	0,13
6	7,8778	0,20	0,13	0,16
8	10,1300	0,59	0,40	0,20
10	12,3822	0,74	0,49	0,23
12	14,6344	0,87	0,58	0,26

Sobre el vertedero se han recogido las siguientes lecturas:

<u>Qcaudalímetro (m³/h)</u>	<u>Q corregido(m³/h)</u>	<u>Pitot (mm) - Vmáx</u>	<u>Pitot (mm) - Vmedia</u>
4	5,6256	150	150
6	7,8778	176	176
8	10,1300	203	203
10	12,3822	228	228
12	14,6344	242	242

La velocidad media y la máxima vuelven a ser iguales.

<u>Qcaudalím. (m³/h)</u>	<u>Q corregido(m³/h)</u>	<u>Vmedia (m/s)</u>	<u>Vmed.=2/3 Vmáx. (m/s)</u>	<u>Vcrítica (m/s)</u>	<u>V = Q/A (m/s)</u>
4	5,6256	1,53	1,02	0,63	0,61
6	7,8778	1,64	1,09	0,69	0,68
8	10,1300	1,75	1,16	0,75	0,71
10	12,3822	1,84	1,23	0,78	0,74
12	14,6344	1,87	1,25	0,82	0,77

Calados obtenidos en la sección de aguas abajo.

<u>Qcaudalímetro (m³/h)</u>	<u>Q corregido(m³/h)</u>	<u>Pitot (mm) - Vmáx</u>	<u>Pitot (mm) - Vmedia</u>
4	5,6256	138	120
6	7,8778	177	134
8	10,1300	202	147
10	12,3822	227	158
12	14,6344	240	168

Velocidades correspondientes a esta sección:

<u>Qcaudalím. (m³/h)</u>	<u>Q corregido(m³/h)</u>	<u>Vmáx. (m/s)</u>	<u>Vmedia (m/s)</u>	<u>Vmed.=2/3 Vmáx. (m/s)</u>	<u>V = Q/A (m/s)</u>
4	5,6256	0,67	0,31	0,45	0,16
6	7,8778	1,05	0,51	0,70	0,22
8	10,1300	1,19	0,58	0,79	0,26
10	12,3822	1,34	0,66	0,89	0,30
12	14,6344	1,39	0,72	0,93	0,34

Las velocidades experimentales siguen siendo muy altas con respecto a las reales. De hecho, con la subida del nivel aguas abajo las velocidades apenas han cambiado, y las que lo han hecho, han disminuido levemente. La velocidad crítica sigue siendo la más próxima a la velocidad media real.

Para finalizar, se muestran los resultados para el calado más alto fijado. Estos son los resultados para la sección de aguas arriba:

<u>Qcaudalímetro (m³/h)</u>	<u>Q corregido(m³/h)</u>	<u>Pitot (mm) - Vmáx</u>	<u>Pitot (mm) - Vmedia</u>
4	5,6256	136	136
6	7,8778	161	161
8	10,1300	189	189
10	12,3822	206	206
12	14,6344	227	227

Al igual que ocurría para las dos posiciones del calado de aguas arriba, las velocidades no varían prácticamente a diferentes alturas en la sección, por lo que nuevamente sólo se presenta a continuación la velocidad media experimental.

<u>Qcaudalím. (m³/h)</u>	<u>Q corregido(m³/h)</u>	<u>Vmedia (m/s)</u>	<u>Vmedia=2/3 Vmáx. (m/s)</u>	<u>V = Q/A (m/s)</u>
4	5,6256	-	-	0,12
6	7,8778	0,10	0,07	0,16
8	10,1300	0,56	0,37	0,19
10	12,3822	0,71	0,48	0,23
12	14,6344	0,85	0,56	0,25

Sobre el vertedero se han recogido las siguientes lecturas:

<u>Qcaudalímetro (m³/h)</u>	<u>Q corregido(m³/h)</u>	<u>Pitot (mm) - Vmáx</u>	<u>Pitot (mm) - Vmedia</u>
4	5,6256	148	148
6	7,8778	177	177
8	10,1300	204	203
10	12,3822	228	224
12	14,6344	247	246

Igualmente se presentan las velocidades medias sobre el vertedero, en representación también de las máximas.

<u>Qcaudalím. (m³/h)</u>	<u>Q corregido(m³/h)</u>	<u>Vmedia (m/s)</u>	<u>Vmed.=2/3 Vmáx. (m/s)</u>	<u>Vcrítica (m/s)</u>	<u>V = Q/A (m/s)</u>
4	5,6256	1,51	1,01	0,65	0,58
6	7,8778	1,64	1,09	0,7	0,65
8	10,1300	1,74	1,16	0,76	0,68
10	12,3822	1,83	1,22	0,79	0,72
12	14,6344	1,88	1,26	0,83	0,73

Por último, la sección de aguas abajo.

<u>Qcaudalímetro (m³/h)</u>	<u>Q corregido(m³/h)</u>	<u>Pitot (mm) - Vmáx</u>	<u>Pitot (mm) - Vmedia</u>
4	5,6256	143	126
6	7,8778	178	150
8	10,1300	209	165
10	12,3822	230	178
12	14,6344	251	198

Y las velocidades que le corresponden:

<u>Qcaudalím. (m³/h)</u>	<u>Q corregido(m³/h)</u>	<u>Vmáx. (m/s)</u>	<u>Vmedia (m/s)</u>	<u>Vmed.=2/3 Vmáx. (m/s)</u>	<u>V = Q/A (m/s)</u>
4	5,6256	0,63	0,26	0,42	0,15
6	7,8778	0,97	0,63	0,65	0,2
8	10,1300	1,16	0,69	0,77	0,24
10	12,3822	1,27	0,76	0,84	0,28
12	14,6344	1,37	0,91	0,91	0,31

Para esta última posición del calado de aguas abajo, las velocidades han vuelto a descender, demostrando que la subida del nivel del agua tiene tal efecto, si bien la reducción ha sido mínima. Los valores para esta última subida de calado, han variado muy poco o nada respecto a los valores de las dos anteriores.

Los valores obtenidos mediante el tubo de Pitot han resultado no ser realistas, como ha ocurrido en otras campañas sumergidas. Queda claro que no es útil bajo estas condiciones.

5.6. ALIVIADERO

5.6.1. Descarga libre

Este es el último de los tres vertederos estudiados, y el modo de actuación respecto a él, ha sido el mismo que para los dos antecesores. Se han obtenido los calados aguas arriba en dos secciones lo suficientemente alejadas del al desagüe, y se ha hecho la media entre ambas. El resultado son los siguientes calados.

<u>Qcaudalímetro (m³/h)</u>	<u>Q corregido(m³/h)</u>	<u>y₀ (mm)</u>	<u>h (mm)</u>
2	3,3734	190	40
4	5,6256	200	50
6	7,8778	209	59
8	10,1300	215	65
10	12,3822	223	73
12	14,6344	229	79

Para comparar los coeficientes experimentales con la teoría, se han calculado los coeficientes teóricos haciendo uso de la figura 3.13 de la sección 3. En dicha gráfica aparecen dos términos, H_d y W . El término H_d es la altura del agua sobre el vertedero más la carga de velocidad, y dada la poca eficiencia demostrada por el tubo Pitot, esta se

ha calculado a partir de la velocidad real media aguas arriba del vertedero. W es la altura del vertedero, que en esta ocasión es 150 mm.

A continuación se muestran los valores necesarios para la obtención de H_d .

<u>Qcaudalím. (m³/h)</u>	<u>Q corregido(m³/h)</u>	<u>V media real (m/s)</u>	<u>carga de velocidad (mm)</u>	<u>alt. del agua sobre el vertedero (mm)</u>	<u>Hd (mm)</u>
2	3,3734	0,0587	0,176	40	40,175
4	5,6256	0,0930	0,441	50	50,440
6	7,8778	0,1246	0,792	59	58,791
8	10,1300	0,1558	1,237	65	71,237
10	12,3822	0,1836	1,718	73	74,718
12	14,6344	0,2113	2,276	79	81,276

Como la altura de diseño corresponde al caudal 12 m³/h, nos metemos con su valor de W/H_d en la figura 3.33 para obtener el coeficiente C_0 . Es necesario multiplicar su valor por 0.522 para pasar al sistema métrico internacional.

<u>Qcaudalím. (m³/h)</u>	<u>Q corregido(m³/h)</u>	<u>W/Hd</u>	<u>C₀ (Q = C₀ L H₀^{3/2})</u>
12	14,6344	2,25	2,175

A partir del valor de C_0 se obtiene el coeficiente de descarga teórico para dicho caudal ya que:

$$C_0 = \frac{2}{3} C_q \sqrt{2g}$$

<u>Qcaudalímetro (m³/h)</u>	<u>Q corregido(m³/h)</u>	<u>Cq teórico</u>
12	14,6344	0,737

El resto de coeficientes teóricos se obtienen mediante la figura 3.34.

<u>Qcaudalímetro (m³/h)</u>	<u>Q corregido(m³/h)</u>	<u>H₀ (mm)</u>	<u>H_d (mm)</u>	<u>H₀/H_d</u>
2	3,3734	40	81,3	0,4920
4	5,6256	50	81,3	0,6150
6	7,8778	59	81,3	0,7257
8	10,1300	65	81,3	0,7995
10	12,3822	73	81,3	0,8979

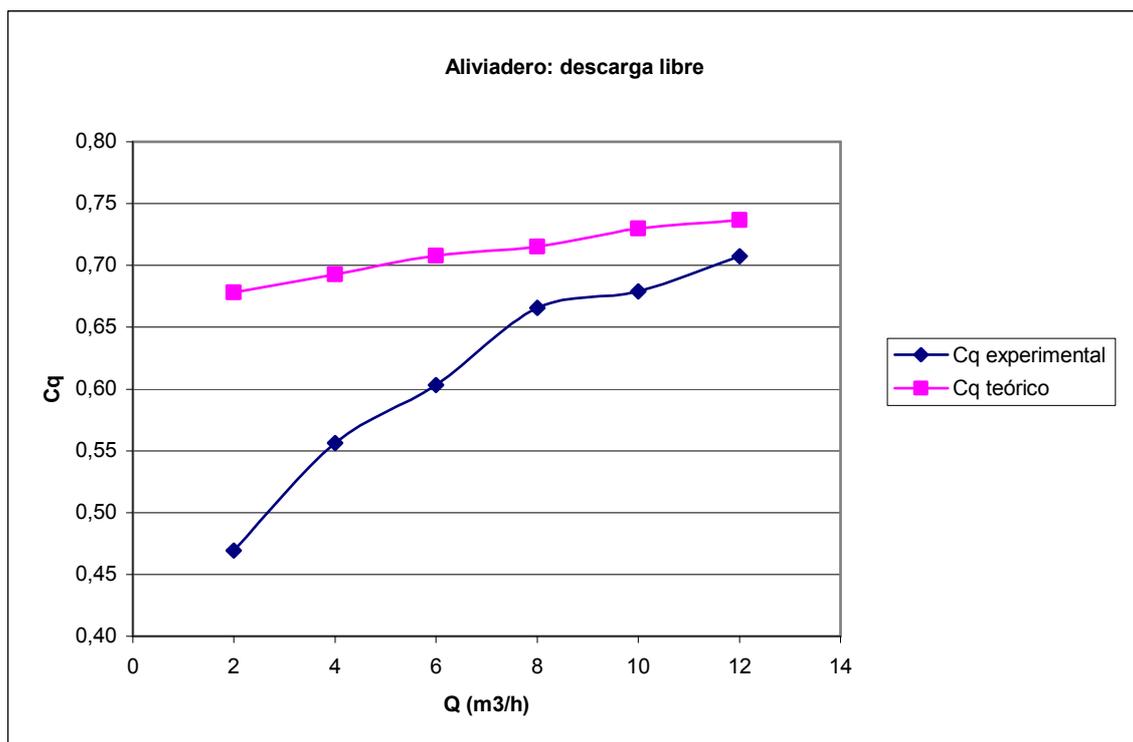
Por lo que los coeficientes teóricos resultan:

<u>Qcaudalímetro (m³/h)</u>	<u>Q corregido(m³/h)</u>	<u>C_o/C (mm)</u>	<u>C (Cq de 12 m³/h)</u>	<u>C_o (Cq teórico final)</u>
2	3,3734	0,92	0,737	0,678
4	5,6256	0,94	0,737	0,693
6	7,8778	0,96	0,737	0,708
8	10,1300	0,97	0,737	0,715
10	12,3822	0,99	0,737	0,730

A continuación se exponen los coeficientes experimentales y teóricos derivados de las correspondientes fórmulas.

<u>Qcaudalímetro (m³/h)</u>	<u>Q corregido(m³/h)</u>	<u>Cq experimental</u>	<u>Cq teórico</u>
2	3,3734	0,469	0,678
4	5,6256	0,556	0,693
6	7,8778	0,603	0,708
8	10,1300	0,665	0,715
10	12,3822	0,679	0,73
12	14,6344	0,707	0,737

El gráfico siguiente muestra la comparación gráfica entre ambas series de coeficientes.



Atendiendo al gráfico, lo cierto es que los coeficientes presentan valores muy dispares. Los primeros valores de la serie están claramente alejados de la teoría y los siguientes se van aproximando a esta hasta llegar al último punto, correspondiente al coeficiente de descarga para 12 m³/h, cuya diferencia con ella es mínima.

Las características del aliviadero y el canal han provocado que se presente esta subida gradual del coeficiente de descarga. Subida que es muy fuerte al principio y pequeña conforme se acerca a los coeficientes teóricos.

Seguramente el perfil del aliviadero se ha diseñado para la carga correspondiente a 12 m³/h, en cuyo caso, el coeficiente de descarga experimental coincide con el teórico. Para caudales inferiores, como es lógico, el coeficiente de descarga experimental es inferior al de referencia.

5.6.2. Descarga sumergida

Para llevar a cabo esta campaña se han seguido las mismas pautas que en los vertederos anteriores. Se han fijado tres calados aguas abajo y se han tomado las medidas de los parámetros buscados con ellos.

Los valores de h en la descarga libre eran:

<u>Qcaudalímetro (m³/h)</u>	<u>Q corregido(m³/h)</u>	<u>h (mm)</u>
2	3,3734	40
4	5,6256	50
6	7,8778	59
8	10,1300	65
10	12,3822	73
12	14,6344	79

De manera que los valores de y_1 , además de la altura del vertedero (150 mm), son:

<u>Qcaudalímetro (m³/h)</u>	<u>Q corregido(m³/h)</u>	<u>$y_1 = 150 + 2/3 h$ (mm)</u>	<u>$y_1 = 150 + 5/6 h$ (mm)</u>
2	3,3734	176,67	183,33
4	5,6256	183,33	191,67
6	7,8778	189,33	199,17
8	10,1300	193,33	204,17
10	12,3822	198,67	210,83
12	14,6344	202,67	215,83

Los calados aguas arriba recogidos para cada una de estas condiciones son los siguientes.

Para $y_1 = 150$ (mm):

<u>Qcaudalímetro (m³/h)</u>	<u>Q corregido(m³/h)</u>	<u>y₀</u>	<u>h₀</u>
2	3,3734	-	-
4	5,6256	201	51
6	7,8778	210	60
8	10,1300	218	68
10	12,3822	224	74
12	14,6344	231	81

Para $y_l = 150 + 2/3 h$ (mm):

<u>Qcaudalímetro (m³/h)</u>	<u>Q corregido(m³/h)</u>	<u>y₀</u>	<u>h₀</u>
2	3,3734	-	-
4	5,6256	204	54
6	7,8778	212	62
8	10,1300	220	70
10	12,3822	229	79
12	14,6344	234	84

Para $y_l = 150 + 5/6 h$ (mm):

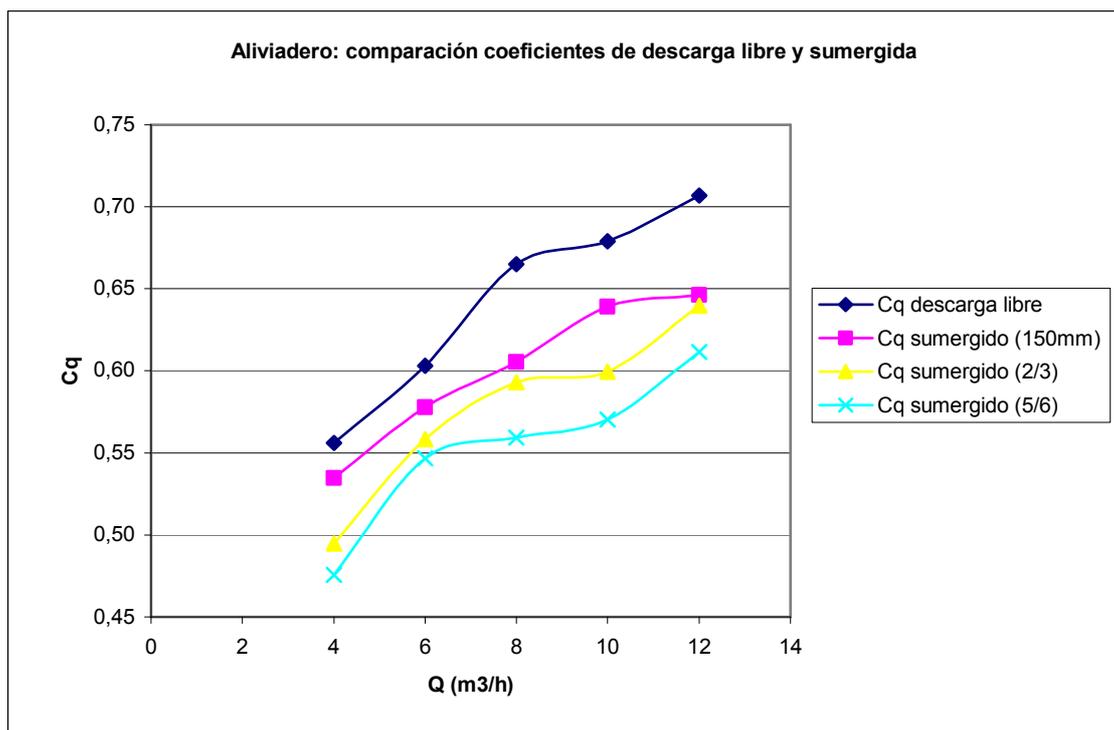
<u>Qcaudalímetro (m³/h)</u>	<u>Q corregido(m³/h)</u>	<u>y₀</u>	<u>h₀</u>
2	3,3734	-	-
4	5,6256	205,5	55,5
6	7,8778	213	63
8	10,1300	223	73
10	12,3822	232	82
12	14,6344	237	87

donde h_0 es la altura del agua sobre el vertedero en descarga sumergida para cada uno de los casos anteriormente descritos. De nuevo, el caudal 2 m³/h es insuficiente para incluir datos sobre el en este estudio.

De estos calados se obtienen los siguientes coeficientes de descarga sumergida.

<u>Qcaudalímetro (m³/h)</u>	<u>Q corregido(m³/h)</u>	<u>C_q sumergido (85 mm)</u>	<u>C_q sumergido (2/3 h)</u>	<u>C_q sumergido (5/6 h)</u>
4	5,6256	0,535	0,495	0,476
6	7,8778	0,578	0,558	0,547
8	10,1300	0,605	0,593	0,559
10	12,3822	0,639	0,600	0,570
12	14,6344	0,646	0,640	0,611

El siguiente gráfico muestra estos coeficientes, así como los coeficientes de descarga libre para su comparación.



Al igual que en la descarga libre, se produce un aumento de los coeficientes conforme aumenta el caudal. Las curvas que representan la sumersión tienen la misma forma que la curva de descarga libre, pero sus valores disminuyen conforme sube el nivel del agua abajo del vertedero.

De nuevo la tabla 4.3 nos ha ayudado a obtener los coeficientes teóricos con los que evaluar la parte experimental. Y como se hizo en el vertedero de pared gruesa, se han calculado dos tipos de coeficientes teóricos, los que tienen en cuenta la carga de velocidad derivada de la velocidad media real y los que no reciben su influencia.

Los primeros coeficientes obtenidos han sido los que no incluyen la carga de velocidad en su cálculo. El término W_2 de la tabla 4.3 se refiere a la altura del vertedero y su relación con H_1 se muestra en esta tabla:

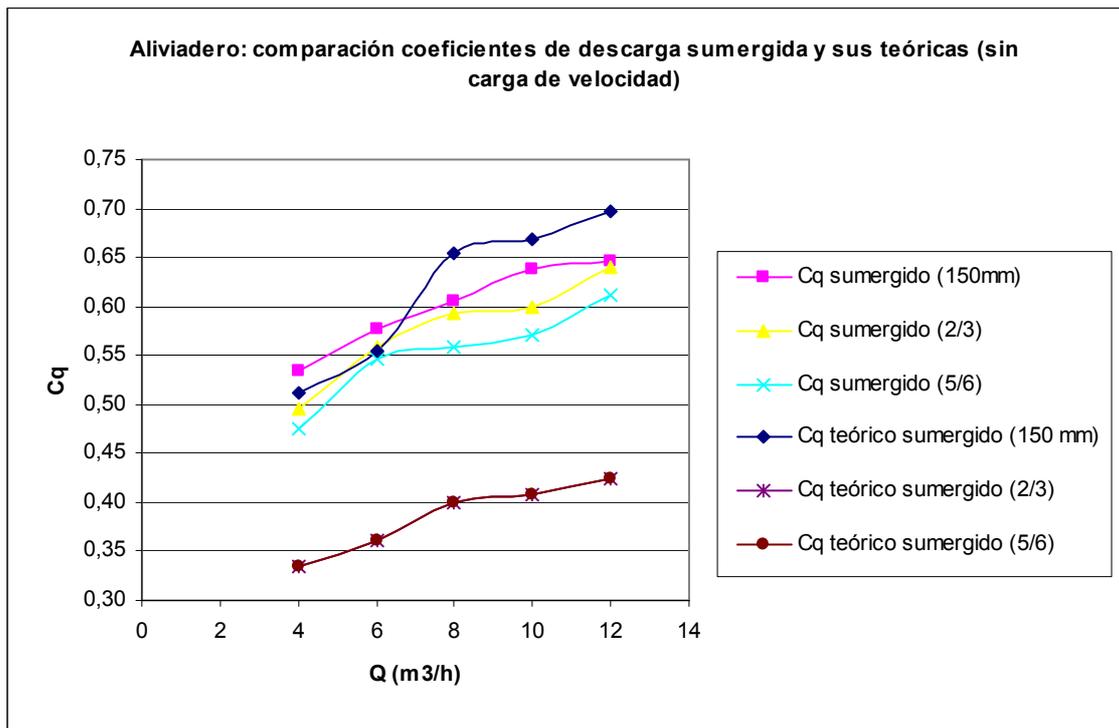
<u>Qcaudalímetro (m³/h)</u>	<u>Q corregido(m³/h)</u>	<u>W₂/H₁ para "150 mm"</u>	<u>W₂/H₁ para "2/3 h"</u>	<u>W₂/H₁ para "5/6 h"</u>
4	5,6256	0,746	0,889	0,934
6	7,8778	0,714	0,890	0,930
8	10,1300	0,688	0,894	0,933
10	12,3822	0,670	0,868	0,909
12	14,6344	0,649	0,866	0,911

A continuación se muestran los factores de reducción que le corresponden a cada caudal en cada caso, y los coeficientes teóricos derivados de esa reducción.

<u>Qcaudalímetro (m³/h)</u>	<u>Q corregido(m³/h)</u>	<u>f para "150 mm"</u>	<u>f para "2/3 h"</u>	<u>f para "5/6 h"</u>
4	5,6256	0,92	0,60	0,60
6	7,8778	0,92	0,60	0,60
8	10,1300	0,985	0,60	0,60
10	12,3822	0,985	0,60	0,60
12	14,6344	0,985	0,60	0,60

<u>Qcaudalímetro (m³/h)</u>	<u>Cq teórico sumergido (150 mm)</u>	<u>Cq teórico sumergido (2/3 h)</u>	<u>Cq teórico sumergido (5/6 h)</u>
4	0,512	0,334	0,334
6	0,555	0,362	0,362
8	0,655	0,399	0,399
10	0,669	0,407	0,407
12	0,696	0,424	0,424

La siguiente gráfica muestra los dos tipos de coeficientes de descarga sumergida, los experimentales y los teóricos.



En este caso sólo la serie de los coeficientes teóricos correspondientes a la posición más baja del nivel aguas abajo, es la única que se ciñe a lo lógico, ya que se asimila al comportamiento de los coeficientes experimentales que le corresponden. Las otras dos series teóricas calculadas son coincidentes y poseen un rango de valores pequeño y alejado de lo que nos muestran los valores del ensayo. Si bien es cierto que son los coeficientes experimentales los que deben aproximarse a los teóricos, en este caso es la teoría la que se aparta de lo razonable.

Ahora se procede al cálculo de los coeficientes teóricos que teniendo en cuenta las Cargas de velocidad aguas abajo del vertedero. Las cargas de velocidad se derivan de la velocidad real media y no del tubo de Pitot.

<u>Qcaudalímetro (m³/h)</u>	<u>Q corregido(m³/h)</u>	<u>carga de velocidad</u> <u>(150 mm)</u>	<u>carga de velocidad</u> <u>(2/3 h)</u>	<u>carga de velocidad</u> <u>(5/6 h)</u>
4	5,6256	0,784	0,525	0,480
6	7,8778	1,537	0,965	0,872
8	10,1300	2,542	1,530	1,372
10	12,3822	3,798	2,165	1,923
12	14,6344	5,305	2,906	2,562

Estos son los valores finales de H_2 (H_1 es igual al calado aguas arriba para cada caudal).

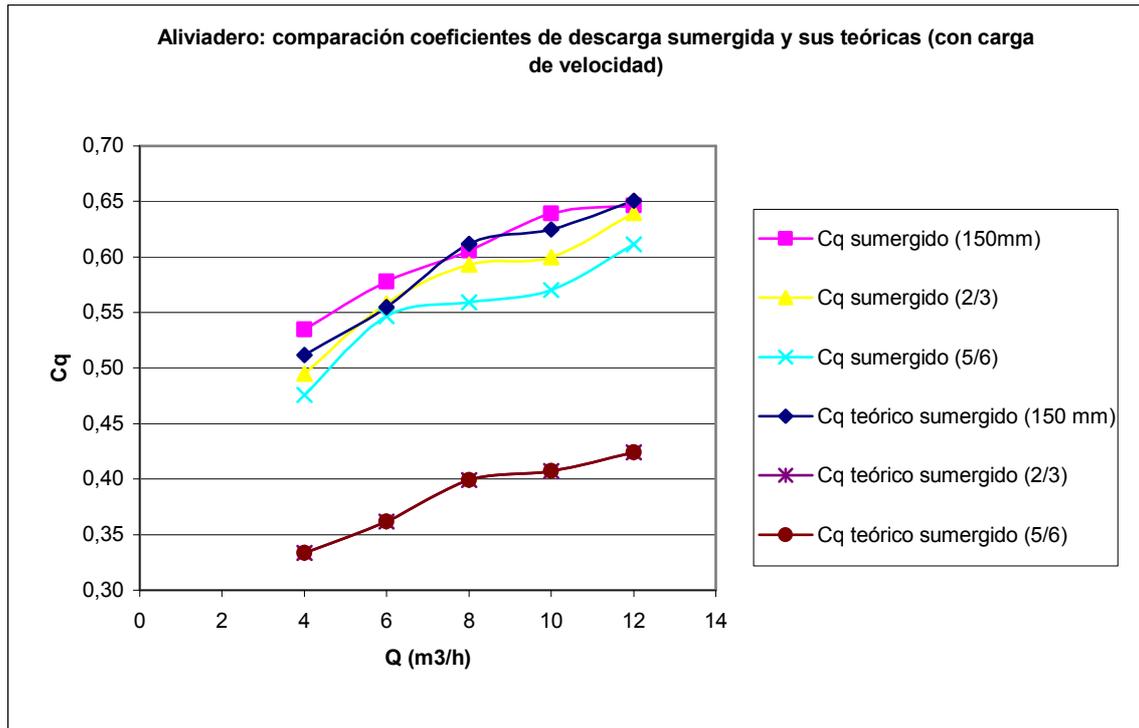
<u>Qcaudalímetro (m³/h)</u>	<u>Q corregido(m³/h)</u>	<u>H₂ para "150 mm" (mm)</u>	<u>H₂ para "2/3 h" (mm)</u>	<u>H₂ para "5/6 h" (mm)</u>
4	5,6256	150,784	183,855	192,15
6	7,8778	151,537	190,295	200,042
8	10,1300	152,542	194,86	205,542
10	12,3822	153,798	200,835	212,753
12	14,6344	155,305	205,576	218,392

Entrando con estos valores, los del calado de aguas arriba (H_1) y la altura del vertedero (W_2) en la tabla 4.3, obtenemos los factores de reducción a aplicar a los coeficientes de descarga libre.

<u>Qcaudalímetro (m³/h)</u>	<u>Q corregido(m³/h)</u>	<u>f para "150 mm"</u>	<u>f para "2/3 h"</u>	<u>f para "5/6 h"</u>
4	5,6256	0,92	0,6	0,6
6	7,8778	0,92	0,6	0,6
8	10,1300	0,92	0,6	0,6
10	12,3822	0,92	0,6	0,6
12	14,6344	0,92	0,6	0,6

Se obtienen pues, los siguientes coeficientes de descarga sumergida teóricos al tener en cuenta las cargas de velocidad reales.

<u>Qcaudalímetro (m³/h)</u>	<u>Q corregido(m³/h)</u>	<u>Cq teórico sumergido</u> <u>(150 mm)</u>	<u>Cq teórico sumergido</u> <u>(2/3 h)</u>	<u>Cq teórico sumergido</u> <u>(5/6 h)</u>
4	5,6256	0,512	0,334	0,334
6	7,8778	0,555	0,362	0,362
8	10,1300	0,612	0,399	0,399
10	12,3822	0,625	0,407	0,407
12	14,6344	0,650	0,424	0,424



Lo cierto es que la variación en los coeficientes teóricos al utilizar la carga de velocidad sólo se nota en la serie correspondiente al calado de aguas abajo igual a la altura del vertedero, y esta cambia mínimamente.

El análisis de las velocidades para este vertedero es idéntico al efectuado para el vertedero de pared delgada. Se han de comparar las velocidades máximas y medias halladas experimentalmente con la velocidad teórica media obtenida a partir de la máxima, y con la velocidad real media.

Se muestran en lo siguiente, los valores recogidos por el manómetro del tubo de Pitot.

Para $y_l = 150$ (mm)

<u>Qcaudalímetro (m³/h)</u>	<u>Q corregido(m³/h)</u>	<u>Pitot (mm) - Vmáx</u>	<u>Pitot (mm) - Vmedia</u>
4	5,6256	181	182
6	7,8778	184	192
8	10,1300	185	193
10	12,3822	182	200
12	14,6344	177	202

Para $y_l = 150 + 2/3 h$ (mm)

<u>Qcaudalímetro (m³/h)</u>	<u>Q corregido(m³/h)</u>	<u>Pitot (mm) - Vmáx</u>	<u>Pitot (mm) - Vmedia</u>
4	5,6256	221	223
6	7,8778	234	239
8	10,1300	241	247
10	12,3822	255	> 255
12	14,6344	> 255	> 255

Para $y_l = 150 + 5/6 h$ (mm)

<u>Qcaudalímetro (m³/h)</u>	<u>Q corregido(m³/h)</u>	<u>Pitot (mm) - Vmáx</u>	<u>Pitot (mm) - Vmedia</u>
4	5,6256	233	235
6	7,8778	247	248
8	10,1300	> 255	> 255
10	12,3822	> 255	> 255
12	14,6344	> 255	> 255

Al igual que ocurría con el vertedero de pared delgada, llegado cierto momento, el máximo nivel de medición del manómetro del Pitot es sobrepasado. Las comparaciones numéricas entre las distintas velocidades es la siguiente.

Para $y_l = 150$ (mm)

<u>Qcaudalím. (m³/h)</u>	<u>Q corregido(m³/h)</u>	<u>Vmáx. (m/s)</u>	<u>Vmedia (m/s)</u>	<u>Vmedia=2/3 Vmáx. (m/s)</u>	<u>V = Q/A (m/s)</u>
4	5,6256	0,78	0,79	0,52	0,12
6	7,8778	0,82	0,91	0,54	0,17
8	10,1300	0,83	0,92	0,55	0,22
10	12,3822	0,79	0,99	0,53	0,27
12	14,6344	0,73	1,01	0,49	0,32

Para $y_l = 150 + 2/3 h$ (mm)

<u>Qcaudalím. (m³/h)</u>	<u>Q corregido(m³/h)</u>	<u>Vmáx. (m/s)</u>	<u>Vmedia (m/s)</u>	<u>Vmedia=2/3 Vmáx. (m/s)</u>	<u>V = Q/A (m/s)</u>
4	5,6256	0,97	0,99	0,65	0,10
6	7,8778	1,04	1,09	0,69	0,14
8	10,1300	1,06	1,12	0,71	0,17
10	12,3822	1,14	> 1,14	0,76	0,21
12	14,6344	> 1,10	> 1,10	> 0,73	0,24

Para $y_l = 150 + 5/6 h$ (mm)

<u>Qcaudalím. (m³/h)</u>	<u>Q corregido(m³/h)</u>	<u>Vmáx. (m/s)</u>	<u>Vmedia (m/s)</u>	<u>Vmedia=2/3 Vmáx. (m/s)</u>	<u>V = Q/A (m/s)</u>
4	5,6256	1,03	1,05	0,69	0,10
6	7,8778	1,1	1,1	0,73	0,13
8	10,1300	> 1,11	> 1,11	> 0,74	0,16
10	12,3822	> 1,05	> 1,05	> 0,70	0,19
12	14,6344	> 1,06	> 1,06	> 0,67	0,22

En condiciones de sumersión, las velocidades del chorro de descarga en un canal deben ser bajas. Según los caudales y los calados registrados, las velocidades que se derivan de ellos cumplen esta suposición. Los resultados obtenidos con el tubo de Pitot muestran por el contrario, velocidades relativamente altas dado el tamaño del canal. Son datos incoherentes, tal y como ha pasado en todas las campañas de descarga sumergida.

6. CONCLUSIONES

Como se describía en los objetivos, el propósito de este Proyecto Fin de Carrera es la experimentación en laboratorio con un canal y diferentes elementos de control, para observar de una forma práctica el comportamiento del agua derivado de ellos y comparar este comportamiento con la teoría establecida acerca de este campo mediante el cálculo de coeficientes de descarga. Además, se pretendía realizar medidas sobre las velocidades que alcanza el agua en el canal en las diferentes campañas realizadas.

En la consecución de estos objetivos ha influido en mayor o menor medida la operabilidad de los instrumentos de medida utilizados, así como el propio canal y sus complementos.

Tal y como se menciona en el apartado 3.2.1 de la parte referente a la teoría (compuertas con nivel libre aguas arriba y descarga libre), el ancho del canal utilizado es estrecho. Esto implica que las condiciones del flujo son perturbadas por el déficit de velocidad cerca de la superficie libre de aguas arriba de la compuerta, el vórtice superficial en la esquina originado por esta causa, y el efecto de las cadenas de vórtices de eje vertical que se forman en las esquinas de las paredes laterales con la compuerta, lo que afecta a los coeficientes de descarga.

Sobre los coeficientes de descarga se puede decir que en el caso de los vertederos (delgado, grueso e hidrodinámico) en descarga libre, cumplen las expectativas al acercarse a los valores teóricos calculados.

Los resultados obtenidos en las campañas de sumersión, han demostrado de forma práctica que al subir el nivel aguas abajo de los vertederos, los calados de arriba aumentan lentamente con el consiguiente descenso de los coeficientes de descarga. Por otro lado, su comparación con la teoría deja de manifiesto que los valores obtenidos no se ajustan completamente a la teoría en el caso de los vertederos de pared delgada e hidrodinámico, no así en el de pared gruesa. Además, es mejor utilizar las cargas de velocidades reales en el cálculo de los coeficientes de descarga teóricos.

Respecto a las compuertas, tanto en la descarga libre como sumergida, los coeficientes obtenidos suben y bajan en la misma proporción que los teóricos, pero son mayores que estos en descarga libre y menores en la sumergida. Al igual que los vertederos, los coeficientes son menores en sumersión que en descarga libre.

Hay que decir, que los coeficientes teóricos con los que se hace la comparación en el caso de las compuertas planas, se obtienen haciendo un promedio a partir dos diagramas en cada caso, sacados de la parte teórica. Por ello, los valores pueden no ser los más correctos, teniendo algunos valores con comportamiento irregular.

El diagrama de la figura 3.7, aunque es de más fácil uso, en general produce coeficientes de descarga sumergida más altos que el diagrama de la figura 3.14. Sin embargo, este diagrama produce coeficientes más reales por considerar un mayor número de parámetros.

Por último, decir sobre las velocidades, que no se han podido recoger y analizar como se hubiese deseado, siendo los valores recogidos en su mayoría erróneos. El elemento

de medida, el tubo de Pitot, ha resultado ineficaz e improductivo. La mayoría de las medidas realizadas con él han sido en condiciones de sumersión, obteniendo valores que no reflejan para nada la realidad, y tan solo en las compuertas, en condiciones de descarga libre, ha recogido valores relativamente próximos a los reales.

7. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

CASTILLO-E, L. G. (2002). *Apuntes de Obras y Aprovechamientos Hidráulicos*. Universidad Politécnica de Cartagena.

CANAL DE FLUJO. Ref. FL5.1 de 5m. *Manual de usuario y Prácticas de laboratorio*.

CHANSON, H. (2001). *The hydraulics of open channel flow*. Butterworth-Heinemann, Gran Bretaña.

CHOW, V. T. (1998). *Hidráulica de canales abiertos*. McGraw-Hill, Colombia.

GRUPTA, R. S. (2001). *Hydrology and Hydraulic Systems*. Waveland Press Inc., Estados Unidos de América.

NAUDASCHER, E. (2000). *Hidráulica de canales*. Ed. Limusa, México.

NOVAK, P. (1990). *Hydraulic Structures*. Unwin Hyman, Londres.

SOTELO, G. (1999). *Hidráulica General, Volumen I*. Grupo Noriega Editores, España.

ZAMORA, S. (2004). *Estudio teórico-experimental de algunos tipos de resalto hidráulico y curvas de remanso*. Proyecto Fin de Carrera de Ingeniería Técnica de Obras Públicas-Especialidad en Hidrología. E.U. de Ingeniería Técnica Civil, Universidad Politécnica de Cartagena.

- APENDICES -

A.1 COMPUERTA RECTA

Las dos siguientes tablas corresponden a los cálculos realizados para la descarga libre de la compuerta recta. La primera recoge los datos de calados según los diferentes calados. En la segunda, se hallan los datos registrados en el tubo de Pitot, las velocidades calculadas a partir de estos, y las velocidades medias reales calculadas a partir de los caudales y las áreas.

Compuerta recta: descarga libre

Qcaudalímetro(m³/h)	Qreal(m³/h)	Q(m³/s)	s (mm)	y ₁ (mm)	y ₀ (mm)
2	3,3734	0,0009371	20	13,3	51
4	5,6256	0,0015627	20	13,5	112
6	7,8778	0,0021883	40	25	71
8	10,1300	0,0028139	40	25	102
10	12,3822	0,0034395	40	25,2	147
12	14,6344	0,0040651	40	26	195

Qcaudalímetro(m³/h)	Pitot (mm)	V m/seg (pitot)	V real m/s
2	0	0,000	0,839
4	113	1,397	1,378
6	34	0,420	1,042
8	91	1,138	1,340
10	184	1,765	1,625
12	> 255	-	1,861

Las siguientes tablas muestran el cálculo de los coeficientes de descarga. Por una parte se halla el coeficiente teórico haciendo la media entre el hallado mediante la figura 3.7 (haciendo uso de la ecuación 3.29) y la figura 3.14, y por otra parte se halla el coeficiente experimental, presentándolos a los dos al final.

Compuerta recta: descarga libre

Qcaudalímetro(m³/h)	s/y ₀	Cc fig 3.7	Cq teórica
2	0,392	→ 0,601	→ 0,54
4	0,179	→ 0,602	→ 0,57
6	0,563	→ 0,604	→ 0,52
8	0,392	→ 0,601	→ 0,54
10	0,272	→ 0,601	→ 0,56
12	0,205	→ 0,602	→ 0,57

Qcaudalímetro(m³/h)	y ₀ /s	Cq fig 3.14
2	2,55	0,52
4	5,60	0,56
6	1,78	0,48
8	2,55	0,52
10	3,68	0,53
12	4,88	0,55

media entre los coeficientes teóricos
0,53
0,57
0,50
0,53
0,54
0,56

Qcaudalímetro(m³/h)	Cq experimental	$Cq = \frac{Q}{bs \sqrt{2gy_0}}$	Cq teórica
2	0,558		0,53
4	0,627		0,57
6	0,552		0,50
8	0,592		0,53
10	0,603		0,54
12	0,619		0,56

De igual modo se presentan ahora, la tabla con los datos de los diferentes calados, y la con las velocidades.

Compuerta recta: descarga sumergida

Qcaudalímetro(m ³ /h)	Qreal(m ³ /h)	Q(m ³ /s)	s (mm)	y ₁ (mm)	y ₂ (mm)	y ₀ (mm)
2	3,3734	0,0009371	25	66	81	99
4	5,6256	0,0015627	25	92	113	160
6	7,8778	0,0021883	50	103	120	130
8	10,1300	0,0028139	50	100	124	150
10	12,3822	0,0034395	50	95	129	171
12	14,6344	0,0040651	50	84	132	193

Qcaudalímetro(m ³ /h)	Pitot (mm)	V m/seg (pitot)	V real m/s
2	70	0,280	0,169
4	204	1,482	0,202
6	149	0,950	0,253
8	194	1,358	0,335
10	235	1,657	0,431
12	> 255	1,832	0,576

De nuevo se muestran las tablas con el cálculo de las dos series de coeficientes teóricos, una mediante la figura 3.7 y la otra con la figura 3.14, una columna con la media entre las dos, y los coeficientes finales teóricos y experimentales.

Compuerta recta: descarga sumergida

Qcaudalímetro(m ³ /h)	s/y ₀	Cq fig. 3.7
2	0,253	0,561
4	0,156	0,58
6	0,385	0,541
8	0,333	0,546
10	0,292	0,549
12	0,259	0,561

Qcaudalímetro(m ³ /h)	y ₀ /s	y ₂ /s	Cq fig 3.14
2	3,96	3,24	0,32
4	6,40	4,52	0,39
6	2,60	2,40	0,18
8	3,00	2,48	0,34
10	3,42	2,58	0,39
12	3,86	2,64	0,42

media entre los coeficientes teóricos
0,44
0,49
0,36
0,44
0,47
0,49

Qcaudalímetro(m ³ /h)	Cq experimental	$Cq = \frac{Q}{bs \sqrt{2gy_0}}$	Cq teórico
2	0,320		0,44
4	0,420		0,49
6	0,326		0,36
8	0,391		0,44
10	0,447		0,47
12	0,497		0,49

A.2 COMPUERTA DE SECTOR

Los cálculos de la compuerta de sector se han realizado de la misma forma que con la compuerta recta. La primera tabla contiene las medidas de calados tomadas en el laboratorio en descarga libre, y la segunda, las medidas referentes a las velocidades según el Pitot y reales.

Compuerta de sector: descarga libre

Qcaudalím.(m³/h)	Qreal(m³/h)	Q(m³/s)	s (mm)	y ₁ (mm)	y ₀ (mm)
2	3,3734	0,0009371	20	14,3	45
4	5,6256	0,0015627	20	14,5	85
6	7,8778	0,0021883	40	27,5	63
8	10,1300	0,0028139	40	28	87
10	12,3822	0,0034395	40	28,2	120
12	14,6344	0,0040651	40	29,5	151

Qcaudalím.(m³/h)	Pitot (mm)	V m/seg (pitot)	V real m/s
2	0	-	0,780
4	52	0,858	1,283
6	18	-	0,947
8	68	0,886	1,196
10	134	1,441	1,452
12	196	1,807	1,640

A continuación se obtienen las dos series de coeficientes teóricos según los gráficos de las figuras 3.12 y 3.15, para obtener haciendo la media, unos coeficientes de descarga teóricos finales. Dado que a/r no se ajustaba a ninguna de las familias del gráfico 3.12, se ha hecho la media entre las familias que lo encerraban $a/r = 0.5$ y $a/r = 0.9$. Finalmente se muestran los coeficientes teóricos y experimentales.

Compuerta de sector: descarga libre

a = 230 mm r = 295mm

figura 3.12

Qcaudalím.(m³/h)	a/r	y ₀ /r	s/r	C _q (a/r=0,5)	C _q (a/r=0,9)	C _q (entre a/r=0,5 y 0,9)
2	0,78	0,15	0,07	0,53	0,64	0,62
4		0,29	0,07	0,55	0,66	0,62
6		0,21	0,14	0,54	0,65	0,62
8		0,29	0,14	0,54	0,65	0,62
10		0,41	0,14	0,54	0,65	0,60
12		0,51	0,14	0,56	0,63	0,61

media entre los coeficientes teóricos

- 0,61
- 0,64
- 0,60
- 0,62
- 0,64

Qcaudalím.(m³/h)	y ₀ /a	s/a	C _q teórico 3.15
2	0,20	0,09	0,60
4	0,37	0,09	0,65
6	0,27	0,17	0,58
8	0,38	0,17	0,62
10	0,52	0,17	0,63
12	0,66	0,17	0,66

Qcaudalím.(m³/h)	C _q experimental	$Cq = \frac{Q}{bs\sqrt{2gy_0}}$	C _q teórico
2	0,594		0,61
4	0,720		0,64
6	0,586		0,60
8	0,641		0,62
10	0,667		0,62
12	0,703		0,64

Los dos siguientes gráficos recogen los mismos tipos de medidas y cálculos que para el caso de la compuerta de pared recta.

Compuerta de sector: descarga sumergida

Qcaudalím.(m³/h)	Qreal(m³/h)	Q(m³/s)	s (mm)	y ₁ (mm)	y ₂ (mm)	y ₀ (mm)
2	3,3734	0,0009371	25	50	74	88
4	5,6256	0,0015627	25	93	110	134
6	7,8778	0,0021883	50	100	116	121
8	10,1300	0,0028139	50	99	121	134
10	12,3822	0,0034395	50	95	128	152
12	14,6344	0,0040651	50	92	131	167

Qcaudalím.(m³/h)	Pitot (mm)	V m/seg (pitot)	V real m/s
2	5	-	0,223
4	115	0,657	0,200
6	136	0,840	0,261
8	165	1,138	0,338
10	201	1,442	0,431
12	216	1,560	0,526

Para la descarga sumergida, los criterios son los mismos que para la descarga libre, no obstante, al utilizar la figura 3.15, se han obtenido dos series de coeficientes teóricos, uno para cada familia de curvas que encierra los valores con los que se entra en la figura.

Compuerta de sector: descarga sumergida

a = 230 mm r = 295mm

figura 3.12

Qcaudalím.(m³/h)	a/r	y ₀ /r	s/r	y ₂ /r	C _q (a/r=0,5)	C _q (a/r=0,9)	C _q (entre a/r=0,5 y 0,9)
2	0,78	0,30	0,08	0,25	0,56	0,67	0,62
4		0,45	0,08	0,37	0,57	0,68	0,63
6		0,41	0,17	0,39	0,53	0,64	0,59
8		0,45	0,17	0,41	0,54	0,65	0,60
10		0,52	0,17	0,43	0,36	0,41	0,38
12		0,57	0,17	0,44	0,40	0,46	0,43

media entre los coeficientes teóricos

0,52
0,48
0,48
0,49
0,41
0,44

figura 3.15

Qcaudalím.(m³/h)	y ₀ /a	s/a	y ₂ /a	C _q 1	C _q 2	C _q (entre 1 y 2)
2	0,38	0,11	0,32	0,65	0,20	0,43
4	0,58	0,11	0,48	0,50	0,16	0,33
6	0,53	0,22	0,50	0,59	0,17	0,38
8	0,58	0,22	0,53	0,60	0,17	0,39
10	0,66	0,22	0,56	0,61	0,28	0,45
12	0,73	0,22	0,57	0,61	0,29	0,45

Qcaudalím.(m³/h)	C _q experimental	$Cq = \frac{Q}{bs\sqrt{2gy_0}}$	C _q teórico
2	0,340		0,52
4	0,459		0,48
6	0,338		0,48
8	0,413		0,49
10	0,474		0,41
12	0,535		0,44

A.3 VERTEDERO DE PARED DELGADA

Las tablas siguientes corresponden a los datos obtenidos en la campaña de descarga libre con el vertedero de pared delgada. Están presentes las alturas de agua por encima del vertedero tomadas en dos secciones diferentes y los valores medios utilizados finalmente para los cálculos. Así mismo están presentes los valores del ancho del canal y la altura del vertedero.

En las dos siguientes tablas están las cargas de velocidades, utilizadas para obtener los coeficientes de descarga y los coeficientes teóricos según T. Rehboch y los coeficientes experimentales.

Vertedero de pared delgada: descarga libre

Qcaudalímetro(m ³ /h)	Qreal(m ³ /h)	Q(m ³ /s)	y ₀ (mm)	h(mm)	b(mm)	g(m ² /seg)	alt. vertedero (mm)
2	3,3734	0,0009371	189	39	84	9,81	150
4	5,6256	0,0015627	198	48	84	9,81	150
6	7,8778	0,0021883	209	59	84	9,81	150
8	10,1300	0,0028139	219	69	84	9,81	150
10	12,3822	0,0034395	228	78	84	9,81	150
12	14,6344	0,0040651	236	86	84	9,81	150

sección 1	hmin (mm)	hmax (mm)	hmedia
	37	38	37,5
	46	47	46,5
	56	59	57,5
	67	70	68,5
	76	78	77
	83	86	84,5

sección 2	hmin (mm)	hmax (mm)	hmedia
	39	40	39,5
	48	50	49
	58	61	59,5
	69	71	70
	78	81	79,5
	85	88	86,5

h media final (mm)
39
48
59
69
78
85

Qcaudalímetro(m ³ /h)	Qreal(m ³ /h)	Q(m ³ /s)	y ₀ (mm)	b(mm)	V = Q/A (m/seg)	Carga de velocidad (mm)
2	3,3734	0,0009371	189	84	0,0590	0,1776
4	5,6256	0,0015627	198	84	0,0940	0,4499
6	7,8778	0,0021883	209	84	0,1246	0,7919
8	10,1300	0,0028139	219	84	0,1530	1,1925
10	12,3822	0,0034395	228	84	0,1796	1,6439
12	14,6344	0,0040651	236	84	0,2051	2,1432

Q (m ³ /h)	Cq rehboch	$Cq = 0.61 + 0.08 \frac{h}{w}$	Cq experimental	$C_q = \frac{Q}{\frac{2}{3} b \sqrt{2g} h^{3/2}}$
2	0,631		0,512	
4	0,636		0,620	
6	0,641		0,634	
8	0,647		0,641	
10	0,652		0,648	
12	0,656		0,658	

La siguiente tabla muestra la relación entre los resultados de coeficientes de descarga experimentales y la altura de agua sobre el vertedero dividida entre la altura del mismo, y se comparan con los resultados que obtuvieron Rouse y Kandaswam (citados en Naudascher, 2000) en sus estudios (se consideran la teoría).

Gráfico figura 3,25			
teoría		experimental	
Cq	h/w	Cq	h/w
0	0,610	0,512	0,260
0,5	0,625	0,620	0,320
1	0,637	0,634	0,393
1,5	0,646	0,641	0,460
2	0,654	0,648	0,520
2,5	0,66	0,658	0,573

A continuación, se muestra los valores de la descarga sumergida. Las tablas cambian respecto a las compuertas. En primer lugar se presentan los valores del calado aguas arriba y_0 de la descarga libre y a partir de este, los valores de los calados que se han fijado aguas abajo y_1 para tomar las medidas en esta campaña.

Las tablas que siguen después, muestran los calados de aguas arriba y_0 en la sumersión y los valores obtenidos con el tubo de Pitot, así como las velocidades máximas y medias obtenidas a partir de este, las velocidades reales medias y las teóricas medias derivadas de las máximas (2/3).

Vertedero de pared delgada: descarga sumergida

Q (m ³ /h)	y ₀ (mm)	y ₁ (mm)		
		y ₁ = 150 (mm)	y ₁ = 150 + 2/3h (mm)	y ₁ = 150 + 5/6h (mm)
2	189	150	176	182,5
4	198	150	182	190
6	209	150	189,33	199,17
8	219	150	196	207,5
10	228	150	202	215
12	236	150	207,33	221,67

Para y₁ = 150 mm

aguas abajo							
Q (m ³ /h)	y ₀ (mm)	V _{máx} - pitot (mm)	V _{media} - pitot (mm)	V _{máx} (m/seg)	V _{media} (m/seg)	V _{med} (2/3V _{max})	V _{med} real
4	202,5	169	174	0,61	0,69	0,41	0,12
6	213	170	177	0,63	0,73	0,42	0,17
8	222	172	185	0,66	0,83	0,44	0,22
10	232,5	175	188	0,70	0,86	0,47	0,27
12	239	183	196	0,80	0,95	0,54	0,32

Para y₁ = 150 + 2/3h (mm)

aguas abajo							
Q (m ³ /h)	y ₀ (mm)	V _{máx} - pitot (mm)	V _{media} - pitot (mm)	V _{máx} (m/seg)	V _{media} (m/seg)	V _{med} (2/3V _{max})	V _{med} real
4	209	220	223	0,86	0,90	0,58	0,10
6	221	234	239	0,94	0,99	0,62	0,14
8	231	242	251	0,95	1,04	0,63	0,17
10	239	254	> 255	1,01	> 1,11	0,67	0,20
12	252	> 255	> 255	> 1,06	> 1,06	>0,71	0,23

Para y₁ = 150 + 5/6h (mm)

aguas abajo							
Q (m ³ /h)	y ₀ (mm)	V _{máx} - pitot (mm)	V _{media} - pitot (mm)	V _{máx} (m/seg)	V _{media} (m/seg)	V _{med} (2/3V _{max})	V _{med} real
4	211,5	227	231	0,85	0,90	0,57	0,10
6	224	245	248	0,95	0,98	0,63	0,13
8	236	> 2,55	> 2,55	> 1,08	> 1,08	>0,72	0,16
10	246	> 2,55	> 2,55	> 1,01	> 1,01	>0,67	0,19
12	260	> 2,55	> 2,55	> 0,95	> 0,95	>0,63	0,22

En las tablas que siguen, se hallan los valores necesarios para el cálculo de los coeficientes experimentales para los tres tipos de descarga sumergida y los coeficientes experimentales correspondientes a la descarga libre para su posterior comparación.

Vertedero de pared delgada: descarga sumergida

COEFICIENTES DE DESCARGA SUMERGIDOS

Q (m ³ /h)	y ₀ (y ₁ = 150 mm)	y ₀ (y ₁ = 150 + 2/3h (mm))	y ₀ (y ₁ = 150 + 5/6h (mm))	h ₀ (y ₁ = 150 mm)	h ₀ (y ₁ = 150 + 2/3h (mm))	h ₀ (y ₁ = 150 + 5/6h (mm))
4	202,5	209	211,5	52,5	59	61,5
6	213	222	224	63	71	74
8	222	231	236	72	81	86
10	232,5	239	246	82,5	89	96
12	239	252	260	89	102	110

Q (m ³ /h)	Q _{real} (m ³ /seg)	C _{sumergido} (150mm)	C _{sumergido} (2/3)	C _{sumergido} (5/6)	C _{descarga libre}
4	0,0015627	0,512	0,434	0,408	0,620
6	0,0021883	0,538	0,457	0,431	0,634
8	0,0028139	0,557	0,479	0,440	0,641
10	0,0034395	0,547	0,504	0,453	0,648
12	0,0040651	0,566	0,483	0,435	0,658

Ahora se presentan los valores por los cuales se calculan los coeficientes teóricos sumergidos que corresponden a cada uno de los tres tipos de sumersión, según la tabla mostrada en la sección 4.3.

Vertedero de pared delgada: descarga sumergida

Q (m ³ /h)	H ₁	H ₂	H ₂ /H ₁	f	Cq teórico
4	202,5	150	0,7407	0,6766	0,4195
6	213	150	0,7042	0,7088	0,4494
8	222	150	0,6757	0,7319	0,4692
10	232,5	150	0,6452	0,7549	0,4892
12	239	150	0,6276	0,7674	0,5050

Q (m ³ /h)	H ₁	H ₂	H ₂ /H ₁	f	Cq teórico
4	209	172	0,8230	0,5895	0,3655
6	221	179,33	0,8114	0,6032	0,3824
8	231	186	0,8052	0,6104	0,3913
10	239	192	0,8033	0,6125	0,3969
12	252	196,66	0,7804	0,6375	0,4195

Q (m ³ /h)	H ₁	H ₂	H ₂ /H ₁	f	Cq teórico
4	211,5	177	0,8369	0,5721	0,3547
6	224	186,67	0,8333	0,5766	0,3656
8	236	195	0,8263	0,5854	0,3753
10	246	202,5	0,8232	0,5892	0,3818
12	260	208,33	0,8013	0,6149	0,4046

A.4 VERTEDERO DE PARED GRUESA

En las siguientes tablas se encuentran los datos recogidos de calados en dos secciones, para hacer un calado aguas arriba de media, y los valores de la anchura del canal b y la altura del vertedero.

Vertedero de pared gruesa: descarga libre

$Q_{\text{caudalímetro}}(\text{m}^3/\text{h})$	$Q_{\text{real}}(\text{m}^3/\text{h})$	$Q(\text{m}^3/\text{s})$	$y_0(\text{mm})$	$h(\text{mm})$	$b(\text{mm})$	$g(\text{m}^2/\text{seg})$	alt. vertedero (mm)
2	3,3734	0,0009371	133	48	84	9,81	85
4	5,6256	0,0015627	145	60	84	9,81	85
6	7,8778	0,0021883	154	69	84	9,81	85
8	10,1300	0,0028139	167	82	84	9,81	85
10	12,3822	0,0034395	176	91	84	9,81	85
12	14,6344	0,0040651	185	100	84	9,81	85

$y_0 \text{ min (mm)}$	$y_0 \text{ max (mm)}$	$y_0 \text{ media (mm)}$
132	134	133
144	146	145
153	155	154
166	168	167
175	177	176
184	186	185

En las tablas que siguen se calculan los coeficientes de descarga experimental y teórico, estos últimos mediante las ecuaciones de Bazin mencionadas en la parte teórica de este proyecto. También se encuentra el coeficiente de referencia $C = 0.575$.

Vertedero de pared gruesa: descarga libre

$Q_{\text{caudalímetro}}(\text{m}^3/\text{h})$	$h(\text{mm})$	$e(\text{mm})$	e/h	ϵ_1	$10 = e/h > 3 \rightarrow \epsilon_1 = 0,75 + 0,1/(e/h)$ $3 = e/h \rightarrow \epsilon_1 = 0,7 + 0,185/(e/h)$
2	48	250	5,208	0,769	
4	60	250	4,167	0,774	
6	69	250	3,623	0,778	
8	82	250	3,049	0,783	
10	91	250	2,747	0,767	
12	100	250	2,500	0,774	

$Q_{\text{caudalímetro}}(\text{m}^3/\text{h})$	C referencia	C experimental	$C_q \text{ teórico } (0,575 \times \epsilon_1)$
2	0,575	0,359	0,442
4	0,575	0,429	0,445
6	0,575	0,487	0,447
8	0,575	0,483	0,450
10	0,575	0,505	0,441
12	0,575	0,518	0,445

Por último, se presentan las tablas que recogen los calados sobre, y aguas abajo del vertedero, así como las diferentes velocidades a comparar. Destacar la velocidad crítica sobre el vertedero que sólo aparece en este vertedero.

Vertedero de pared gruesa: descarga libreEn y_c

Q (m ³ /seg)	y_c	Vmáx - pitot (mm)	Vmedia - pitot (mm)	Vmáx (m/seg)	Vmedia (m/seg)	Vmedia real	$V_c = (2/3 \cdot g \cdot h)^{1/2}$
2	21	123	123	1,41	1,41	0,53	0,56
4	31	149	150	1,52	1,53	0,60	0,63
6	37,8	174	174	1,63	1,63	0,69	0,67
8	45	195	195	1,72	1,72	0,74	0,73
10	53	215	216	1,78	1,79	0,77	0,77
12	60	234	234	1,85	1,85	0,81	0,81

En y_1

Q (m ³ /seg)	y_1	Vmáx - pitot (mm)	Vmedia - pitot (mm)	Vmáx (m/seg)	Vmedia (m/seg)	Vmedia real
2	11,5	16	16	0,30	0,30	0,97
4	15	82	80	1,15	1,13	1,24
6	17	120	114	1,42	1,38	1,53
8	23,5	151	149	1,58	1,57	1,43
10	26,5	181	177	1,74	1,72	1,55
12	31	210	200	1,87	1,82	1,56

A continuación se muestran las tablas correspondientes a la campaña de descarga sumergida. En primer lugar al igual que en el vertedero de pared delgada, y más adelante en el aliviadero, se muestran los calados aguas arriba que recogieron en descarga libre, y con ellos se calculan los tres tipos de calados aguas abajo que se han colocado en descarga sumergida.

Después se presentan las tablas que recogen los calados obtenidos en las tres secciones de estudio, aguas arriba del vertedero y_0 , sobre el vertedero y_c y aguas abajo del vertedero y_1 . Y las velocidades correspondientes a cada una de esas secciones. Además en la sección de aguas abajo se presentan las cargas de velocidad derivadas de las velocidades reales medias. Estos resultados se presentan para los tres tipos de sumersión calculados en la primera tabla.

Vertedero de pared gruesa: descarga sumergida

Q (m ³ /h)	y ₀ (mm)	y ₁ (mm)		
		y ₁ = 85 (mm)	y ₁ = 85 + 2/3h (mm)	y ₁ = 85 + 5/6h (mm)
2	133	85	117	125
4	145	85	125	135
6	154	85	131	142,5
8	167	85	140	153,33
10	176	85	146	160,83
12	185	85	152	168,33

Para y₁ = 85 (mm)

Q (m ³ /h)	y ₀ (mm)	V _{máx-pitot} (mm)	V _{media - pitot} (mm)	V _{máx} (m/seg)	V _{media} (m/seg)	V _{med(2/3Vmax)}	V _{med real}
4	145,5	135	135	-	-	-	0,13
6	157,5	159	159	0,17	0,17	0,11	0,17
8	169	187	187	0,59	0,59	0,40	0,20
10	177	206	206	0,75	0,75	0,50	0,23
12	186	224	224	0,86	0,86	0,58	0,26

Q (m ³ /h)	y _c (mm)	V _{máx-pitot} (mm)	V _{media - pitot} (mm)	V _{máx} (m/seg)	V _{media} (m/seg)	V _{med(2/3Vmax)}	V _{med real}	V _{c=(2/3gy₀)^{1/2}}
4	29,3	152	150	1,55	1,54	1,03	0,63	0,63
6	37	176	175	1,65	1,65	1,10	0,70	0,69
8	46	198	198	1,73	1,73	1,15	0,73	0,74
10	52,2	227	227	1,85	1,85	1,23	0,78	0,78
12	60	237	238	1,86	1,87	1,24	0,81	0,81

Q (m ³ /h)	y ₁ (mm)	V _{máx-pitot} (mm)	V _{media - pitot} (mm)	V _{máx} (m/seg)	V _{media} (m/seg)	V _{med(2/3Vmax)}	V _{med real}	Carga de velocidad (m)
4	85	77	73	-	-	-	0,22	0,00244
6	85	66	87	-	0,20	-	0,31	0,00479
8	85	80	111	-	0,71	-	0,39	0,00792
10	85	100	118	0,54	0,80	0,36	0,48	0,01183
12	85	107	143	0,66	1,07	0,44	0,57	0,01652

Vertedero de pared gruesa: descarga sumergidaPara y₁ = 85 + 2/3h (mm)

Q (m ³ /h)	y ₀ (mm)	V _{máx-pitot} (mm)	V _{media - pitot} (mm)	V _{máx} (m/seg)	V _{media} (m/seg)	V _{med(2/3Vmax)}	V _{med real}
4	146,5	137	137	-	-	-	0,13
6	158	160	160	0,20	0,20	0,13	0,16
8	170	188	188	0,59	0,59	0,40	0,20
10	178	206	206	0,74	0,74	0,49	0,23
12	188	227	227	0,87	0,87	0,58	0,26

Q (m ³ /h)	y _c (mm)	V _{máx-pitot} (mm)	V _{media - pitot} (mm)	V _{máx} (m/seg)	V _{media} (m/seg)	V _{med(2/3Vmax)}	V _{med real}	V _{c=(2/3gy₀)^{1/2}}
4	30,5	150	150	1,53	1,53	1,02	0,61	0,63
6	38,5	176	176	1,64	1,64	1,09	0,68	0,69
8	47,5	203	203	1,75	1,75	1,16	0,71	0,75
10	55,5	228	228	1,84	1,84	1,23	0,74	0,78
12	63	242	242	1,87	1,87	1,25	0,77	0,82

Q (m ³ /h)	y ₁ (mm)	V _{máx-pitot} (mm)	V _{media - pitot} (mm)	V _{máx} (m/seg)	V _{media} (m/seg)	V _{med(2/3Vmax)}	V _{med real}	Carga de velocidad (m)
4	115	138	120	0,67	0,31	0,45	0,16	0,00133
6	121	177	134	1,05	0,51	0,70	0,22	0,00236
8	129,66	202	147	1,19	0,58	0,79	0,26	0,00340
10	135,66	227	158	1,34	0,66	0,89	0,30	0,00464
12	141,66	240	168	1,39	0,72	0,93	0,34	0,00595

Vertedero de pared gruesa: descarga sumergida

Para $y_1 = 85 + 5/6h$ (mm)

Q (m ³ /h)	y_0 (mm)	V _{máx-pitot} (mm)	V _{media - pitot} (mm)	V _{máx} (m/seg)	V _{media} (m/seg)	V _{med(2/3Vmax)}	V _{med real}
4	149	136	136	-	-	-	0,12
6	160,5	161	161	0,10	0,10	0,07	0,16
8	173	189	189	0,56	0,56	0,37	0,19
10	180	206	206	0,71	0,71	0,48	0,23
12	190,5	227	227	0,85	0,85	0,56	0,25

Q (m ³ /h)	y_c (mm)	V _{máx-pitot} (mm)	V _{media - pitot} (mm)	V _{máx} (m/seg)	V _{media} (m/seg)	V _{med(2/3Vmax)}	V _{med real}	$V_c=(2/3gy_0)^{1/2}$
4	32	148	148	1,51	1,51	1,01	0,58	0,65
6	40,3	177	177	1,64	1,64	1,09	0,65	0,70
8	49	204	203	1,74	1,74	1,16	0,68	0,76
10	56,5	228	224	1,83	1,81	1,22	0,72	0,79
12	66	247	246	1,88	1,88	1,26	0,73	0,83

Q (m ³ /h)	y_1 (mm)	V _{máx-pitot} (mm)	V _{media - pitot} (mm)	V _{máx} (m/seg)	V _{media} (m/seg)	V _{med(2/3Vmax)}	V _{med real}	Carga de velocidad (m)
4	122,5	143	126	0,63	0,26	0,42	0,15	0,00118
6	130	178	150	0,97	0,63	0,65	0,20	0,00205
8	140,83	209	165	1,16	0,69	0,77	0,24	0,00288
10	148,33	230	178	1,27	0,76	0,84	0,28	0,00388
12	155,83	251	198	1,37	0,91	0,91	0,31	0,00492

Los calados necesarios para la obtención de los coeficientes de descarga sumergida en sus tres posiciones, así como los propios coeficientes y los coeficientes experimentales y los coeficientes de descarga libre, se hallan en las dos tablas siguientes.

Vertedero de pared gruesa: descarga sumergida

COEFICIENTES DE DESCARGA SUMERGIDOS

Q (m ³ /h)	y_0 ($y_1 = 85$ mm)	y_0 ($y_1 = 85 + 2/3h$ mm)	y_0 ($y_1 = 85 + 5/6h$ mm)	h_0 ($y_1 = 85$ mm)	h_0 ($y_1 = 85 + 2/3h$ mm)	h_0 ($y_1 = 85 + 5/6h$ mm)
4	145,5	146,5	149	60,5	61,5	64
6	157,5	158	160,5	72,5	73	75,5
8	169	170	173	84	85	88
10	177	178	180	92	93	95
12	186	188	190,5	101	103	105,5

Q (m ³ /h)	Q_{real} (m ³ /seg)	$C_{sumergido}$ (85mm)	$C_{sumergido}$ (2/3)	$C_{sumergido}$ (5/6)	$C_{descarga libre}$
4	0,0015627	0,423	0,413	0,389	0,429
6	0,0021883	0,452	0,447	0,425	0,487
8	0,0028139	0,466	0,458	0,435	0,483
10	0,0034395	0,497	0,489	0,474	0,505
12	0,0040651	0,511	0,496	0,478	0,518

A continuación se muestran los cálculos de los coeficientes teóricos sumergidos sin tener en cuenta las cargas de velocidad para las tres posiciones de sumersión, haciendo uso de la tabla 4.3.

Vertedero de pared gruesa: descarga sumergidaCoeficientes teóricos de descarga para sumersión a distintos y_1 excluyendo carga de velocidades

Q (m ³ /h)	H ₁	H ₂	H ₂ /H ₁	f	C _q
4	145,5	85	0,584	1,000	0,429
6	157,5	85	0,540	1,000	0,487
8	169	85	0,503	1,000	0,483
10	177	85	0,480	1,000	0,505
12	186	85	0,457	1,000	0,518

Q (m ³ /h)	H ₁	H ₂	H ₂ /H ₁	f	C _q
4	146,5	115	0,785	0,950	0,408
6	158	121	0,766	0,950	0,463
8	170	129,66	0,763	0,950	0,459
10	178	135,66	0,762	0,950	0,480
12	188	141,66	0,754	0,950	0,492

Q (m ³ /h)	H ₁	H ₂	H ₂ /H ₁	f	C _q
4	149	122,5	0,822	0,950	0,408
6	160,5	130	0,810	0,950	0,463
8	173	140,83	0,814	0,950	0,459
10	180	148,33	0,824	0,950	0,480
12	190,5	155,83	0,818	0,950	0,492

Las tablas que siguen hacen el mismo cálculo añadiendo las cargas de velocidad reales, y no las del Pitot.

Vertedero de pared gruesa: descarga sumergida

Carga de velocidades con los diferentes calados aguas abajo (mm)

Q (m ³ /h)	$y_1 = 85\text{mm}$	$y_1 = 85 + 2/3h$	$y_1 = 85 + 5/6h$
4	2,441	1,334	1,175
6	4,788	2,363	2,047
8	7,916	3,402	2,884
10	11,828	4,643	3,884
12	16,521	5,948	4,916

Coeficientes teóricos de descarga para sumersión a distintos y_1 incluyendo carga de velocidades

Q (m ³ /h)	H ₁	H ₂	H ₂ /H ₁	f	C _q
4	145,5	87,441	0,601	1,00	0,429
6	157,5	89,788	0,570	1,00	0,487
8	169	92,916	0,550	1,00	0,483
10	177	96,828	0,547	1,00	0,505
12	186	101,521	0,546	1,00	0,518

Q (m ³ /h)	H ₁	H ₂	H ₂ /H ₁	f	C _q
4	146,5	118,334	0,808	0,95	0,408
6	158	127,363	0,806	0,95	0,463
8	170	134,402	0,791	0,95	0,459
10	178	144,643	0,813	0,95	0,480
12	188	151,948	0,808	0,95	0,492

Q (m ³ /h)	H ₁	H ₂	H ₂ /H ₁	f	C _q
4	149	126,175	0,847	0,88	0,378
6	160,5	137,047	0,854	0,88	0,429
8	173	145,384	0,840	0,88	0,425
10	180	157,214	0,873	0,88	0,444
12	190,5	165,746	0,870	0,88	0,456

A.5 ALIVIADERO

A continuación se muestran los calados obtenidos en la campaña de descarga libre del aliviadero, así como el ancho del canal y la altura del vertedero.

Aliviadero: descarga libre

Q _{caudalímetro} (m ³ /h)	Q _{real} (m ³ /h)	Q(m ³ /s)	y ₀ (mm)	h (mm)	b (mm)	g(m ² /seg)	alt vertedero (mm)
2	3,3734	0,0009371	190	40	84	9,81	150
4	5,6256	0,0015627	200	50	84	9,81	150
6	7,8778	0,0021883	209	59	84	9,81	150
8	10,1300	0,0028139	215	65	84	9,81	150
10	12,3822	0,0034395	223	73	84	9,81	150
12	14,6344	0,0040651	229	79	84	9,81	150

Q _{caudalímetro} (m ³ /h)	y ₀ min (mm)	y ₀ max (mm)	y ₀ final
2	189	191	190
4	199	201	200
6	207	210	209
8	214	216	215
10	222	224	223
12	228	230	229

Las tablas que siguen muestran el cálculo de los coeficientes redescarga teóricos mediante las figuras 3.33 y 3.34.

Aliviadero: descarga libre

Q _{caudalímetro} (m ³ /h)	Q _{real} (m ³ /h)	Q(m ³ /s)	V = Q/A (m/seg)	carga de velocidad (m)	h (m)	H _d (m)
2	3,3734	0,0009371	0,0587	0,000176	0,040	0,0402
4	5,6256	0,0015627	0,0930	0,000441	0,050	0,0504
6	7,8778	0,0021883	0,1246	0,000792	0,058	0,0588
8	10,1300	0,0028139	0,1558	0,001237	0,070	0,0712
10	12,3822	0,0034395	0,1836	0,001718	0,073	0,0747
12	14,6344	0,0040651	0,2113	0,002276	0,079	0,0813

gráfico 3.33

Q _{caudalímetro} (m ³ /h)	W (m)	W/H _d	C ₀ (Q = C ₀ L H ₀ ^{3/2})	C ₀ unidades sistema unitario	$C_q = \frac{C_0}{\frac{2}{3} \sqrt{2g}}$	
12	0,15	1,85	3,94	x 0,522	2,175	0,737

El coeficiente teórico C_q para la carga de diseño es el correspondiente al caudal de 12 m³/h marcado por el caudalímetro. Los demás coeficientes teóricos se obtienen a partir del de diseño utilizando para ello la gráfico 3.34.

En la última tabla se presentan los coeficientes experimentales y teóricos finales.

$Q_{\text{caudalímetro}}(\text{m}^3/\text{h})$	$Q_{\text{real}}(\text{m}^3/\text{h})$	$Q(\text{m}^3/\text{s})$	H_0 (mm)	H_d (mm)	H_0/H_d
2	3,3734	0,0009371	40	81,3	0,4920
4	5,6256	0,0015627	50	81,3	0,6150
6	7,8778	0,0021883	59	81,3	0,7257
8	10,1300	0,0028139	65	81,3	0,7995
10	12,3822	0,0034395	73	81,3	0,8979

$Q_{\text{caudalímetro}}(\text{m}^3/\text{h})$	$Q_{\text{real}}(\text{m}^3/\text{h})$	$Q(\text{m}^3/\text{s})$	H_0/H_d	gráfico 3.34	C_0/C	C (Cq de 12 m ³ /h)	C_0 (Cq teórico final)
2	3,3734	0,0009371	0,4920	➔	0,92	0,737	0,678
4	5,6256	0,0015627	0,6150		0,94	0,737	0,693
6	7,8778	0,0021883	0,7257		0,96	0,737	0,708
8	10,1300	0,0028139	0,7995		0,97	0,737	0,715
10	12,3822	0,0034395	0,8979		0,99	0,737	0,730

$Q_{\text{caudalímetro}}(\text{m}^3/\text{h})$	Cq teórico	Cq experimental
2	0,678	0,469
4	0,693	0,556
6	0,708	0,603
8	0,715	0,665
10	0,730	0,679
12	0,737	0,707

En la descarga sumergida, se empieza mostrando los tres tipos de calados de aguas abajo que se han puesto para crear las condiciones de sumersión deseadas, a partir de los calados de aguas abajo de la descarga libre.

Luego se muestran los datos de calado, velocidades y carga de velocidad para las tres posiciones de sumersión, al igual que ocurría con el vertedero de pared delgada y el de pared gruesa.

Aliviadero: descarga sumergida

Q (m ³ /h)	y_0 (mm)	y_1 (mm)		
		$y_1 = 150$ (mm)	$y_1 = 150 + 2/3h$ (mm)	$y_1 = 150 + 5/6h$ (mm)
2	190	150	176,67	183,33
4	200	150	183,33	191,67
6	209	150	189,33	199,17
8	215	150	193,33	204,17
10	223	150	198,67	210,83
12	229	150	202,67	215,83

Para $y_1 = 150$ mm

aguas abajo								
Q (m ³ /h)	y_0 (mm)	$V_{\text{máx}} - \text{pitot}$ (mm)	$V_{\text{media}} - \text{pitot}$ (mm)	$V_{\text{máx}}$ (m/seg)	V_{media} (m/seg)	$V_{\text{med}} (2/3V_{\text{max}})$	$V_{\text{media real}}$	Carga de velocidades (m)
4	201	181	182	0,78	0,79	0,52	0,12	0,00078
6	210	184	192	0,82	0,91	0,54	0,17	0,00154
8	218	185	193	0,83	0,92	0,55	0,22	0,00254
10	224	182	200	0,79	0,99	0,53	0,27	0,00380
12	231	177	202	0,73	1,01	0,49	0,32	0,00531

Aliviadero: descarga sumergida

Para $y_1 = 150 + 2/3h$ (mm)

aguas abajo								
Q (m ³ /h)	y ₀ (mm)	V _{máx} - pitot (mm)	V _{media} - pitot (mm)	V _{máx} (m/seg)	V _{media} (m/seg)	V _{med} (2/3V _{max})	V _{media} real	Carga de velocidades (m)
4	204	221	223	0,86	0,88	0,57	0,10	0,00052
6	212	234	239	0,94	0,99	0,62	0,14	0,00096
8	220	241	247	0,97	1,03	0,64	0,17	0,00153
10	229	255	> 255	1,05	> 1,14	0,70	0,21	0,00217
12	234	> 255	> 255	> 1,10	> 1,10	> 0,73	0,24	0,00291

Para $y_1 = 150 + 5/6h$ (mm)

aguas abajo								
Q (m ³ /h)	y ₀ (mm)	V _{máx} - pitot (mm)	V _{media} - pitot (mm)	V _{máx} (m/seg)	V _{media} (m/seg)	V _{med} (2/3V _{max})	V _{media} real	Carga de velocidades (m)
4	205,5	233	235	0,90	0,92	0,60	0,10	0,00048
6	213	247	248	0,97	0,98	0,65	0,13	0,00087
8	223	> 255	> 255	> 1,11	> 1,11	> 0,74	0,16	0,00137
10	232	> 255	> 255	> 1,05	> 1,05	> 0,70	0,19	0,00192
12	237	> 255	> 255	> 1,06	> 1,06	> 0,67	0,22	0,00256

De la misma forma que en los vertederos anteriores, ahora se presentan los cálculos de los coeficientes de descarga sumergida.

Aliviadero: descarga sumergida

COEFICIENTES DE DESCARGA SUMERGIDOS

Q (m ³ /h)	y ₀ (y ₁ = 150 mm)	y ₀ (y ₁ = 150 + 2/3h (mm))	y ₀ (y ₁ = 150 + 5/6h (mm))	h ₀ (y ₁ = 150 mm)	h ₀ (y ₁ = 150 + 2/3h (mm))	h ₀ (y ₁ = 150 + 5/6h (mm))
4	201	204	205,5	51	54	55,5
6	210	212	213	60	62	63
8	218	220	223	68	70	73
10	224	229	232	74	79	82
12	231	234	237	81	84	87

Q (m ³ /h)	Q _{real} (m ³ /seg)	C _{sumergido} (150mm)	C _{sumergido} (2/3)	C _{sumergido} (5/6)	C _{descarga libre}
4	0,0015627	0,535	0,495	0,476	0,556
6	0,0021883	0,578	0,558	0,547	0,603
8	0,0028139	0,605	0,593	0,559	0,665
10	0,0034395	0,639	0,600	0,570	0,679
12	0,0040651	0,646	0,640	0,611	0,707

Se presentan ahora los cálculos de los coeficientes teóricos de descarga sumergida sin tener en cuenta las cargas de velocidad. Cada una de las tres tablas corresponde a cada una de las posiciones en las que se ha colocado el nivel de aguas abajo.

Aliviadero: descarga sumergida

**Coefficientes teóricos de descarga sumergida en los diferentes calados aguas abajo
excluyendo la carga de velocidad**

Q (m ³ /h)	H ₁	H ₂	H ₂ /H ₁	W ₂ /H ₁	f	C _q
4	201	150	0,746	0,746	0,92	0,512
6	210	150	0,714	0,714	0,92	0,555
8	218	150	0,688	0,688	0,985	0,655
10	224	150	0,670	0,670	0,985	0,669
12	231	150	0,649	0,649	0,985	0,696

Q (m ³ /h)	H ₁	H ₂	H ₂ /H ₁	W ₂ /H ₁	f	C _q
4	204	183,33	0,899	0,735	0,60	0,334
6	212	188,67	0,890	0,708	0,60	0,362
8	220	196,67	0,894	0,682	0,60	0,399
10	229	198,67	0,868	0,655	0,60	0,407
12	234	202,67	0,866	0,641	0,60	0,424

Q (m ³ /h)	H ₁	H ₂	H ₂ /H ₁	W ₂ /H ₁	f	C _q
4	205,5	192	0,934	0,730	0,60	0,334
6	213	198	0,930	0,704	0,60	0,362
8	223	208	0,933	0,673	0,60	0,399
10	232	211	0,909	0,647	0,60	0,407
12	237	216	0,911	0,633	0,60	0,424

Finalmente, los cálculos de los mismos coeficientes teniendo en cuenta las cargas de velocidad.

Aliviadero: descarga sumergida**Carga de velocidades con las diferentes cargas aguas abajo (mm)**

Q (m ³ /h)	y ₁ = 150 mm	y ₁ = 150 + 2/3h mm	y ₁ = 150 + 5/6h mm
4	0,784	0,525	0,480
6	1,537	0,965	0,872
8	2,542	1,530	1,372
10	3,798	2,165	1,923
12	5,305	2,906	2,562

Coefficientes teóricos de descarga sumergida en los diferentes calados aguas abajo incluyendo la carga de velocidad

Q (m ³ /h)	H ₁	H ₂	H ₂ /H ₁	W ₂ /H ₁	f	C _q
4	201	150,784	0,750	0,746	0,92	0,512
6	210	151,537	0,722	0,714	0,92	0,555
8	218	152,542	0,700	0,688	0,92	0,612
10	224	153,798	0,687	0,670	0,92	0,625
12	231	155,305	0,672	0,649	0,92	0,650

Q (m ³ /h)	H ₁	H ₂	H ₂ /H ₁	W ₂ /H ₁	f	C _q
4	204	183,855	0,901	0,735	0,60	0,334
6	212	190,295	0,898	0,708	0,60	0,362
8	220	194,860	0,886	0,682	0,60	0,399
10	229	200,835	0,877	0,655	0,60	0,407
12	234	205,576	0,879	0,641	0,60	0,424

Q (m ³ /h)	H ₁	H ₂	H ₂ /H ₁	W ₂ /H ₁	f	C _q
4	205,5	192,150	0,935	0,730	0,60	0,334
6	213	200,042	0,939	0,704	0,60	0,362
8	223	205,542	0,922	0,673	0,60	0,399
10	232	212,753	0,917	0,647	0,60	0,407
12	237	218,392	0,921	0,633	0,60	0,424

A.6 AFORO VOLUMÉTRICO

A continuación se muestran los cálculos referentes a la prueba de volumetría para el cálculo de la corrección necesaria de los caudales mostrados por el caudalímetro.

COMPROBACIÓN DEL CAUDAL DESAGUADO POR LA BOMBA

Cuando el caudalímetro marca 12,5 m³/h se obtienen estos resultados:

tiempo (seg)	volumen (litros)	caudal (l/s)	caudal medio (l/s)
3,7	16,105	4,3527	3,93639642
4,04	15,053	3,7260	
4,23	15,780	3,7305	

Cuando el caudalímetro marca 10 m³/h se obtienen estos resultados:

tiempo (seg)	volumen (litros)	caudal (l/s)	caudal medio (l/s)
4,48	16,345	3,6484	3,66948496
4,42	16,345	3,6980	
4,48	16,406	3,6621	

Cuando el caudalímetro marca 8 m³/h se obtienen estos resultados:

tiempo (seg)	volumen (litros)	caudal (l/s)	caudal medio (l/s)
5,48	17,6	3,2117	3,18347094
5,67	18,015	3,1772	
5,79	18,305	3,1615	

Cuando el caudalímetro marca 6 m³/h se obtienen estos resultados:

tiempo (seg)	volumen (litros)	caudal (l/s)	caudal medio (l/s)
10,08	20,515	2,0352	1,96918152
9,94	19,54	1,9658	
8,88	16,930	1,9065	

Cuando el caudalímetro marca 4 m³/h se obtienen estos resultados:

tiempo (seg)	volumen (litros)	caudal (l/s)	caudal medio (l/s)
12,62	19,065	1,5107	0,99131279
12,89	18,675	1,4488	
12,49	18,040	0,0144	

Cuando el caudalímetro marca 2 m³/h se obtienen estos resultados:

tiempo (seg)	volumen (litros)	caudal (l/s)	caudal medio (l/s)
20,32	19,095	0,9397	0,93609356
20,39	19,08	0,9358	
19,87	18,535	0,9328	

Caudales		
caudalímetro (m ³ /h)	reales (l/seg)	reales (m ³ /h)
2	0,93609	3,3699
4	1,46795	5,2846
6	1,96918	7,0891
8	3,18347	11,4605
10	3,66948	13,2101
12,5	3,93640	14,1710