

**SOCIEDAD CHILENA DE INGENIERÍA HIDRÁULICA**  
**XXIV CONGRESO CHILENO DE INGENIERÍA HIDRÁULICA**

**MODELACIÓN DEL FLUJO A TRAVÉS DE EDIFICIOS DURANTE INUNDACIONES  
URBANAS MEDIANTE VERTEDEROS LATERALES**

**NICOLÁS GÁTICA R.<sup>1</sup>**  
**OSCAR LINK L.<sup>2</sup>**  
**EMMANUEL MIGNOT.<sup>3</sup>**  
**NICOLAS RIVIÈRE.<sup>4</sup>**

**RESUMEN**

Durante una inundación urbana el flujo se introduce en los edificios a través de las distintas aberturas de la fachada (puertas, ventanas, etc.), flujo que es relevante calcular. En este trabajo se considera que dichas aberturas funcionan como un vertedero y que la interacción entre el sistema calle-fachada produce un efecto de vertido lateral predominante. El coeficiente de descarga de dichas aberturas se midió experimentalmente en un modelo físico a escala reducida y se utilizó para evaluar la calidad de los métodos de De Marchi (1934), Schmidt (1954) y Domínguez (1974). Se encuentra que todas las ecuaciones son coincidentes para el caso analizado y pueden ser utilizadas para representar el sistema calle-fachada durante inundaciones.

---

<sup>1</sup>Candidato a Magister, Ing. Civil, Departamento de Ingeniería Civil, Universidad de Concepción – ngaticar@udec.cl

<sup>2</sup>Profesor Titular, Departamento de Ingeniería Civil, Universidad de Concepción – olink@udec.cl

<sup>3</sup>Profesor Asociado, Laboratorio de Mecánica de Fluidos y Acústica, Instituto Nacional de Ciencias Aplicadas de Lyon, Francia – emmanuel.mignot@insa-lyon.fr

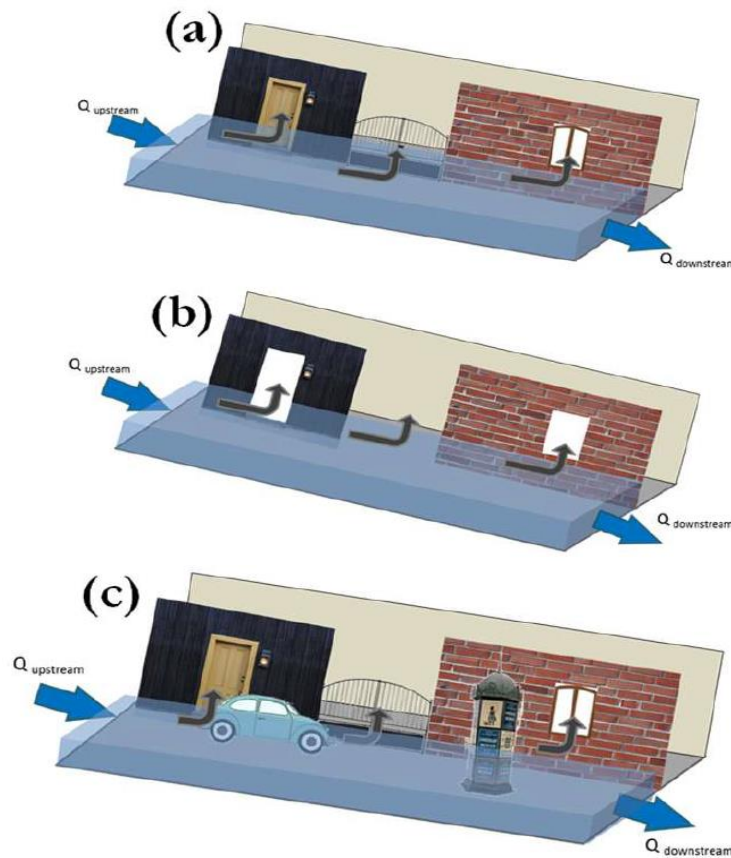
<sup>4</sup>Profesor Asociado, Laboratorio de Mecánica de Fluidos y Acústica, Instituto Nacional de Ciencias Aplicadas de Lyon, Francia – nicolas.riviere@insa-lyon.fr

## 1. INTRODUCCIÓN

La variabilidad temporal y espacial de las profundidades y velocidades del flujo en una inundación en áreas urbanas, son características importantes que pueden reflejar el riesgo de este tipo de eventos. El área urbana se puede entender como una red de calles combinadas y manzanas edificadas. Las calles se convierten en la vía principal para el agua, pero a su vez, siguen siendo un medio primordial para la evacuación de la población y para los servicios de emergencia.

Las edificaciones pueden representar un refugio seguro, en caso de que los habitantes u ocupantes del inmueble sean capaces de mantenerse sobre el nivel del agua. Sin embargo, si dichas edificaciones se dañan o se destruyen, los ocupantes corren peligro. En consecuencia, la vulnerabilidad varía considerablemente de un lugar a otro, dependiendo del tipo de edificación, su uso y las medidas llevadas a cabo por los habitantes. Entonces, para definir acciones prioritarias, los principales actores (autoridades municipales, servicios de rescate, etc.) requieren de una evaluación eficiente del riesgo y una representación fiable de los procesos de inundación a escala local (temporal y espacial), que rara vez se realiza (DEUFI *project* WP1a, 2019).

El caudal que ingresa al inmueble se vierte lateralmente como lo muestra el esquema de la Figura 1. Esto da a lugar a un tipo de flujo espacialmente variado con caudal decreciente.

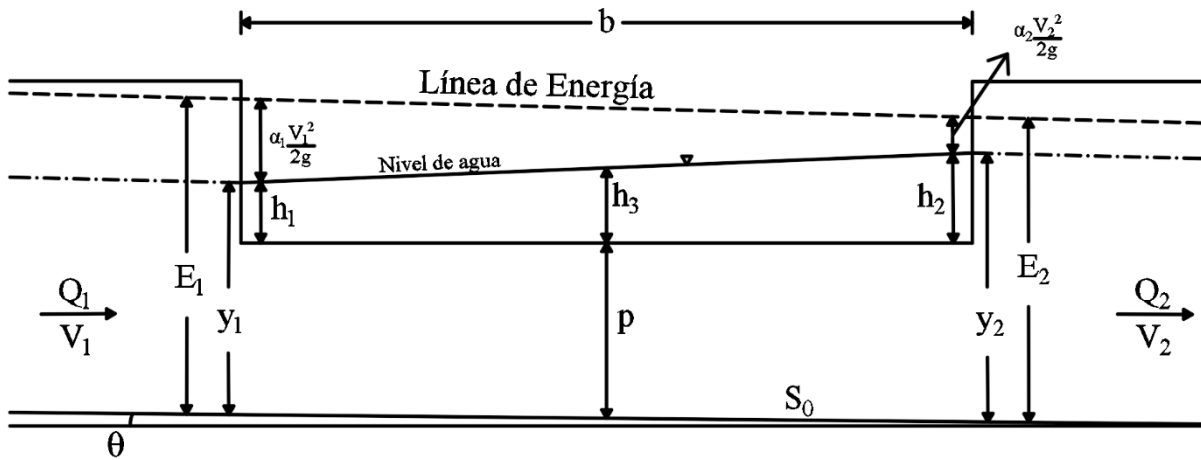


**Figura 1.** Esquema del flujo intrusivo con aberturas de la fachada cerradas (a), totalmente destruida o abiertas (b) y adyacente a obstáculos (c) (DEUFI *project* WP1a, 2019).

## Vertederos laterales

Los vertederos laterales se han utilizado ampliamente en aplicaciones de ingeniería hidráulica y ambiental. Se ubican a un costado del canal para desviar el flujo cuando el nivel excede un límite especificado (Emiroglu *et al*, 2011).

La Figura 2 muestra un perfil de flujo tipo para un vertedero lateral rectangular.



**Figura 2.** Perfil de flujo subcrítico y variación de la energía específica de un vertedero lateral.

La superficie libre está controlada por la ecuación dinámica de flujo

$$\frac{dy}{dx} = \frac{S_0 - S_f - \frac{\alpha Q}{gA^2} \frac{dQ}{dx}}{(1 - F^2)} \quad (1)$$

donde  $y$  es la altura de aguas,  $x$  es la distancia a lo largo de la cresta del vertedero,  $S_0$  es la pendiente de fondo,  $S_f$  la pendiente de fricción,  $\alpha$  el coeficiente de corrección de la energía cinética,  $Q$  el caudal,  $g$  la aceleración de gravedad,  $A$  el área de la sección transversal del flujo, y  $F$  el número de Froude.

Por otro lado, la bien conocida ecuación de vertederos puede aplicarse a vertederos laterales para un elemento diferencial de ancho, en función de la altura de agua sobre la cresta

$$\frac{dQ_v}{dx} = \frac{2}{3} C_d \sqrt{2g} (y-p)^{3/2} \quad (2)$$

Hay diferentes métodos para la estimación de la capacidad de descarga de un vertedero lateral, entre ellos están el de De Marchi (1934), el de Schmidt (1954) y el de Domínguez (1974). Estos tres métodos suponen que la pendiente de fondo y la de fricción son paralelas, es decir, que la energía específica a lo largo del vertedero lateral es constante. A continuación, se describen brevemente:

### Método de De Marchi

De Marchi (1934) desarrolló una solución analítica de la ecuación (1) para canales rectangulares

$$x = \frac{3B}{2C_d\sqrt{\alpha}} \left[ \frac{2E-3p}{E-p} \sqrt{\frac{E-y}{y-p}} - 3 \sin^{-1} \sqrt{\frac{E-y}{E-p}} \right] + Cte \quad (3)$$

Los términos dentro del paréntesis se pueden normalizar y se conocen como la función de De Marchi

$$\phi\left(\frac{y}{E}\right) = \frac{2-3\frac{p}{E}}{1-\frac{p}{E}} \sqrt{\frac{1-\frac{y}{E}}{\frac{y}{E}-\frac{p}{E}}} - 3 \sin^{-1} \sqrt{\frac{1-\frac{y}{E}}{1-\frac{p}{E}}} \quad (4)$$

El ancho total de vertedero se obtiene imponiendo las condiciones de borde al inicio y al final del vertedero lateral en la ecuación (3), obteniéndose

$$b = \frac{3B}{2C_d\sqrt{\alpha}} \left[ \phi_2\left(\frac{y_2}{E}\right) - \phi_1\left(\frac{y_1}{E}\right) \right] \quad (5)$$

### Método de Schmidt

Schmidt (1954) propuso un método basándose en el balance de energía

$$S_0 b + p + h_1 + \alpha_1 \frac{V_1^2}{2g} = h_2 + p + \alpha_2 \frac{V_2^2}{2g} + S_f b \quad (6)$$

Los coeficientes de corrección de la energía pueden ser considerados  $\alpha_1 = \alpha_2 = 1.1$  mediante el método de prueba y error. Para corregir los coeficientes de corrección de energía, Schmidt propone un coeficiente de corrección denominado  $\xi$ , así la ecuación (6) despejando la carga en la sección aguas arriba que como

$$h_1 = h_2 - \xi \left[ 1.1 \frac{V_1^2}{2g} - 1 \frac{V_2^2}{2g} \right] \quad (7)$$

La carga media sobre el vertedero lateral  $h_a$  puede ser calculada mediante dos o tres puntos como sigue

$$h_a = \frac{1}{2} (h_1 + h_2) \quad (8)$$

$$h_a = \frac{1}{3} (h_1 + h_2 + h_3) \quad (9)$$

Aplicando la clásica ecuación de vertederos en función de la carga media se puede determinar el caudal vertido

$$Q_v = C_d \frac{2}{3} \sqrt{2g} b h_a^{3/2} \quad (10)$$

*Método de Domínguez*

Domínguez (1974), supuso una variación lineal de la carga sobre el vertedero, por lo que en un punto que dista  $x$  del comienzo de este la carga para cualquier caso vale

$$h(x)=y-p=h_1+(h_2-h_1)\frac{x}{b} \quad (11)$$

Combinando las ecuaciones (11) y (2), integrando y reordenando se obtiene

$$Q_v = \left[ \frac{2}{5} C_d \frac{(h_2/h_1)^{2.5}-1}{(h_2/h_1)-1} \right] \frac{2}{3} \sqrt{2gb} h_1^{1.5} \quad (12)$$

Según Bagheri *et al.* (2013) Es posible comparar la ecuación (13) con la ecuación general de vertederos. El parámetro  $h_1^{1.5}$  se sustituye por  $H_1^{1.5}$  lo que resulta en que  $C_d$  se remplace por un coeficiente de descarga corregido  $C'_d$ , la relación es entonces

$$C_d = C'_d \frac{H_1^{1.5}}{h_1^{1.5}} \quad (13)$$

Los métodos propuestos por De Marchi (1934), Schmidt (1954) y Domínguez (1974) requieren una estimación apropiada del coeficiente de descarga. La Tabla 1 muestra las ecuaciones presentadas en la literatura para la estimación del coeficiente de descarga de un vertedero lateral rectangular ubicado en un canal recto.

**Tabla 1.** Ecuaciones para la estimación del coeficiente de descarga.

Coeficientes de descarga para vertederos laterales rectangulares	Fuente
$C_d = 0.611 \sqrt{1 - \frac{3F_1^2}{F_1^2 + 2}}$	Subramanya y Awasthy (1972)
$C_d = 0.611 \sqrt{\frac{1}{1 + \frac{3F_1^2}{F_1^2 + 2}}}$	Nadesamoorthy <i>et al.</i> (1972)
$C_d = 0.623 - 0.222F_1$	Yu-Tech (1972)
$C_d = 0.81 - 0.6F_1$	Ranga Raju <i>et al.</i> (1979)
$C_d = 0.485 \left( \frac{2 + F_1^2}{2 + 3F_1^2} \right)^{0.5}$	Hager (1987)
$C_d = 0.45 - 0.221F_1^2$	Cheong (1991)
$C_e = C_d = 0.447 \left[ \left( \frac{44.7p_f}{49p_f + y_f} \right)^{6.67} + \left( \frac{y_f - p_f}{y_f} \right)^{6.67} \right]^{-0.15}$	Singh <i>et al.</i> (1994)
$C_d = 0.7 - 0.48F_1 - 0.3 \left( \frac{p}{h_1} \right) + 0.06 \left( \frac{b}{B} \right)$	Swamee <i>et al.</i> (1994)
$C_d = 0.33 - 0.18F_1 + 0.49 \left( \frac{p}{h_1} \right)$	Jalili <i>et al.</i> (1996)
$C_d = 0.71 - 0.41F_1 + 0.22 \left( \frac{p}{h_1} \right)$	Borghei <i>et al.</i> (1999)
$C_d = \left[ 0.836 + \left( -0.035 + 0.39 \left( \frac{p}{h_1} \right)^{12.69} + 0.158 \left( \frac{b}{B} \right)^{0.59} + 0.049 \left( \frac{b}{h_1} \right)^{0.42} + 0.244F_1^{2.125} \right)^{3.018} \right]^{5.36}$	Emiroglu <i>et al.</i> (2011)
$C'_d = 0.265(F_1)^{-0.404} \left( \frac{h_1}{b} \right)^{-0.115} \left( \frac{h_1}{p} \right)^{0.134} \left( \frac{b}{B} \right)^{-0.086}$	Bagheri <i>et al.</i> (2014)

## 2. METODOLOGÍA

### Configuración experimental

Se presentan experimentos realizados en el Laboratorio de Mecánica de Fluidos y Acústica (LMFA) del Instituto Nacional de Ciencias Aplicadas de Lyon (INSA-Lyon), en Francia. Una representación esquemática de la configuración experimental se muestra en la Figura 3. El canal utilizado es de 8 m de largo, con 0.4 m de altura y tiene una pendiente del 0.18%. Dicho canal se divide en uno principal y uno secundario, de 0.8 m y 0.33 m de ancho respectivamente.

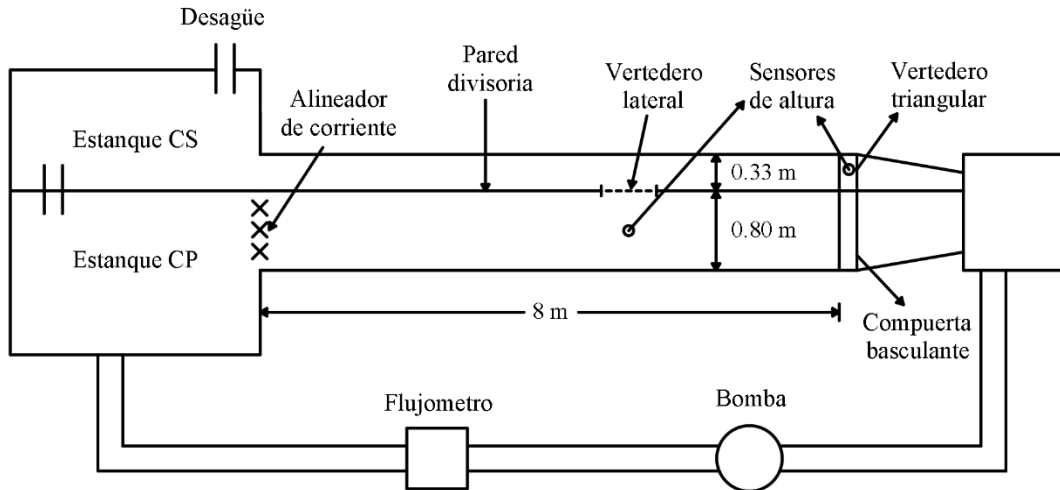


Figura 3. Esquema de la configuración experimental.

### Modelo físico

El tipo de abertura que presente la fachada, las obstrucciones que tenga en sus proximidades y el tipo de flujo al cual se enfrente, representaran distintas capacidades de descarga. El modelo experimental propuesto se esquematiza en la Figura 4

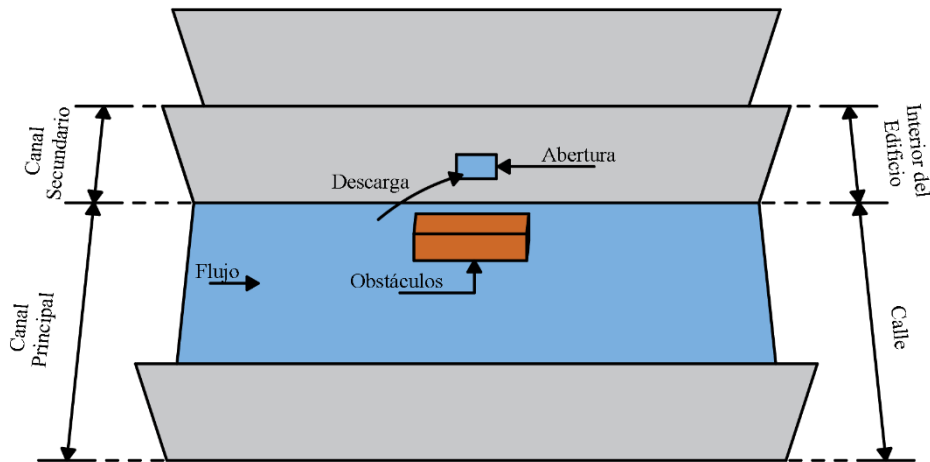


Figura 4. Esquema del modelo experimental

La pared divisoria es capaz de reproducir los distintos tipos de abertura, mientras que los obstáculos se pueden representar mediante bloques. Estos bloques se consideran inmóviles y que descansan sobre el suelo, o bien, están empotrados en la fachada.

### Escalamiento y similitud

La relación geométrica adoptada es

$$\lambda = \frac{L_p}{L_m} = 12 \quad (14)$$

Utilizando una semejanza de Froude

$$\frac{Q_p}{Q_m} = \frac{V_p}{V_m} \frac{L_p^2}{L_m^2} = \sqrt{\lambda} \lambda^2 = \lambda^{5/2} \approx 500 \quad (15)$$

### Configuraciones de estudio

El proyecto DEUFI en su etapa WP1a define, nueve tipos de abertura, cuatro tipos de flujo y N combinaciones a partir de 12 obstáculos únicos.

Las aberturas establecidas corresponden a: abertura alta o ventanilla (Ab<sub>1</sub>), abertura baja sin puerta (Ab<sub>2</sub>), abertura baja con puerta (Ab<sub>3</sub>), ranura horizontal baja (Ab<sub>4</sub>), ranura horizontal alta (Ab<sub>5</sub>), ranura vertical baja (Ab<sub>6</sub>), ranura vertical alta (Ab<sub>7</sub>), cerca sobre muro (Ab<sub>8</sub>), portón (Ab<sub>9</sub>).

Los flujos definidos en la Tabla 3 intentan abordar las características expuestas en la Tabla 2

**Tabla 2.** Características del flujo.

	Calle con pendiente suave	Calle con pendiente moderada	Bajo nivel de agua	Alto nivel de agua
Fl <sub>1</sub>	✓		✓	
Fl <sub>2</sub>	✓			✓
Fl <sub>3</sub>		✓	✓	
Fl <sub>4</sub>		✓		✓

**Tabla 3.** Valores de caudal y numero de Froude para cada flujo.

	Froude aguas arriba F <sub>1</sub>	Caudal entrante Q <sub>1</sub> (l/s)
Fl <sub>1</sub>	0.2	1.90
Fl <sub>2</sub>	0.2	17.40
Fl <sub>3</sub>	0.6	5.79
Fl <sub>4</sub>	0.6	16.39

Los obstáculos establecidos son: vehículo estacionado paralelo a la abertura aguas arriba (Ob<sub>1</sub>), vehículo estacionado paralelo a la abertura centrado (Ob<sub>2</sub>), vehículo estacionado paralelo a la abertura aguas abajo (Ob<sub>3</sub>), vehículo en la calle paralelo a la abertura (Ob<sub>4</sub>), fila de autos estacionados paralelos a la abertura (Ob<sub>5</sub>) singularidad de la fachada única (medidor de electricidad domiciliaria) (Ob<sub>6</sub>), par de singularidades de la fachada (red seca y red húmeda) (Ob<sub>7</sub>), serie de singularidades de la fachada (faroles de muro) (Ob<sub>8</sub>), singularidad en la acera única (semáforo, farol de pie) (Ob<sub>9</sub>), singularidades en serie (árboles) (Ob<sub>10</sub>), reborde (de ventanas) (Ob<sub>11</sub>), escalinata (Ob<sub>12</sub>).

Las combinaciones de abertura-flujo-obstáculo dan como resultado aproximadamente 750 tipos de configuraciones de estudio distintas. Este trabajo utiliza sólo un tipo de abertura y flujo con cuatro combinaciones de obstáculos diferentes.

## Experimentación

### Casos de estudio

Se analiza el caso con la abertura Ab<sub>1</sub>, paramento  $p=0.07$  m y largo  $b=0.15$  m. El flujo estudiado fue el Fl<sub>2</sub> para los siguientes casos de obstáculos:

- Caso 1: sin obstáculos en las proximidades.
- Caso 2: con un vehículo estacionado en la calle, aguas arriba de la abertura.
- Caso 3: con un vehículo estacionado en la calle, centrado respecto a la apertura.
- Caso 4: con dos autos, uno detrás del otro, estacionados en la calle aguas arriba de la abertura.

### Mediciones

La tabla 4 muestra los caudales vertidos hacia el canal secundario de acuerdo a la altura de agua y cómo influye en dicho caudal la obstrucción del flujo.

**Tabla 4.** Resultados de mediciones para cada caso.

Obstáculos	Caudal vertido Q <sub>v</sub> (l/s)	Diferencia relativa c/r al caso sin obstáculos (%)
Sin obstáculos	1.98	n/a
Vehículo aguas arriba (O1 <sub>a</sub> )	1.92	-3.0
Vehículo centrado (O1 <sub>b</sub> )	1.81	-8.6
2 vehículos aguas arriba	1.89	-4.5

### Cálculo experimental del coeficiente de descarga

El tipo de flujo Fl<sub>2</sub> tiene un número de Froude aguas arriba  $F_1=0.2$  y un caudal entrante  $Q_1=17.4$  l/s. Considerando la geometría de la abertura mencionada anteriormente y el ancho del canal  $B=0.8$  m se puede calcular la altura de aguas en la sección aguas arriba del vertedero, según el siguiente procedimiento.



El caudal puede ser expresado como

$$Q_1 = V_1 y_1 B \quad (16)$$

Mientras que el número de Froude

$$F_1 = \frac{V_1}{\sqrt{y_1 g}} \quad (17)$$

Despejando la velocidad de ambas ecuaciones e igualándolas se tiene

$$F_1 \sqrt{y_1 g} = \frac{Q_1}{y_1 B} \quad (18)$$

Despejando nuevamente, pero en este caso la altura de aguas en la sección aguas arriba

$$y_1 = \left( \frac{Q_1^2}{F_1^2 B^2 g} \right)^{1/3} \quad (19)$$

Con este resultado se puede calcular la velocidad en dicha sección y luego la energía con la ecuación que, de acuerdo a los supuestos, se considera constante a lo largo del vertedero.

$$V_1 = F_1 \sqrt{y_1 g} \quad (20)$$

$$E_1 = E = y_1 + \alpha \frac{V_1^2}{2g} \quad (21)$$

Por otro lado, el caudal de salida del canal principal se puede calcular, para cada situación, como

$$Q_2 = Q_1 - Q_v \quad (22)$$

Expresando el caudal en función de la energía específica en la sección aguas abajo se tiene

$$Q_2 = B y_2 \sqrt{\frac{2g}{\alpha} E \left( 1 - \frac{y_2}{E} \right)} \quad (23)$$

Desarrollando la expresión anterior se llega a la siguiente ecuación, con la cual se puede determinar la altura de aguas en la sección aguas abajo.

$$y_2^3 - E y_2^2 + \alpha \frac{Q_2^2}{2g B^2} = 0 \quad (24)$$

Finalmente se calculan las alturas de agua sobre el vertedero

$$h = y - p \quad (25)$$

Para determinar experimentalmente el coeficiente de descarga con el método de De Marchi (1934), primero se deben determinar los parámetros  $y_1/E$ ,  $y_2/E$  y  $p/E$  y con ellos calcular las funciones de De Marchi  $\phi_1$  y  $\phi_2$  con la ecuación (4). Luego a partir de la ecuación (5) se despeja el coeficiente de descarga

$$C_d = \frac{3B}{2\sqrt{\alpha} b} \left[ \phi_2 \left( \frac{y_1}{E} \right) - \phi_1 \left( \frac{y_2}{E} \right) \right] \quad (26)$$

Por otro lado, para calcular experimentalmente el coeficiente de descarga con el método de Schmidt (1954), se necesita calcular la carga media sobre el vertedero con la ecuación (8) o (9). Luego basta con reemplazar en la ecuación (10) y despejar el coeficiente de descarga

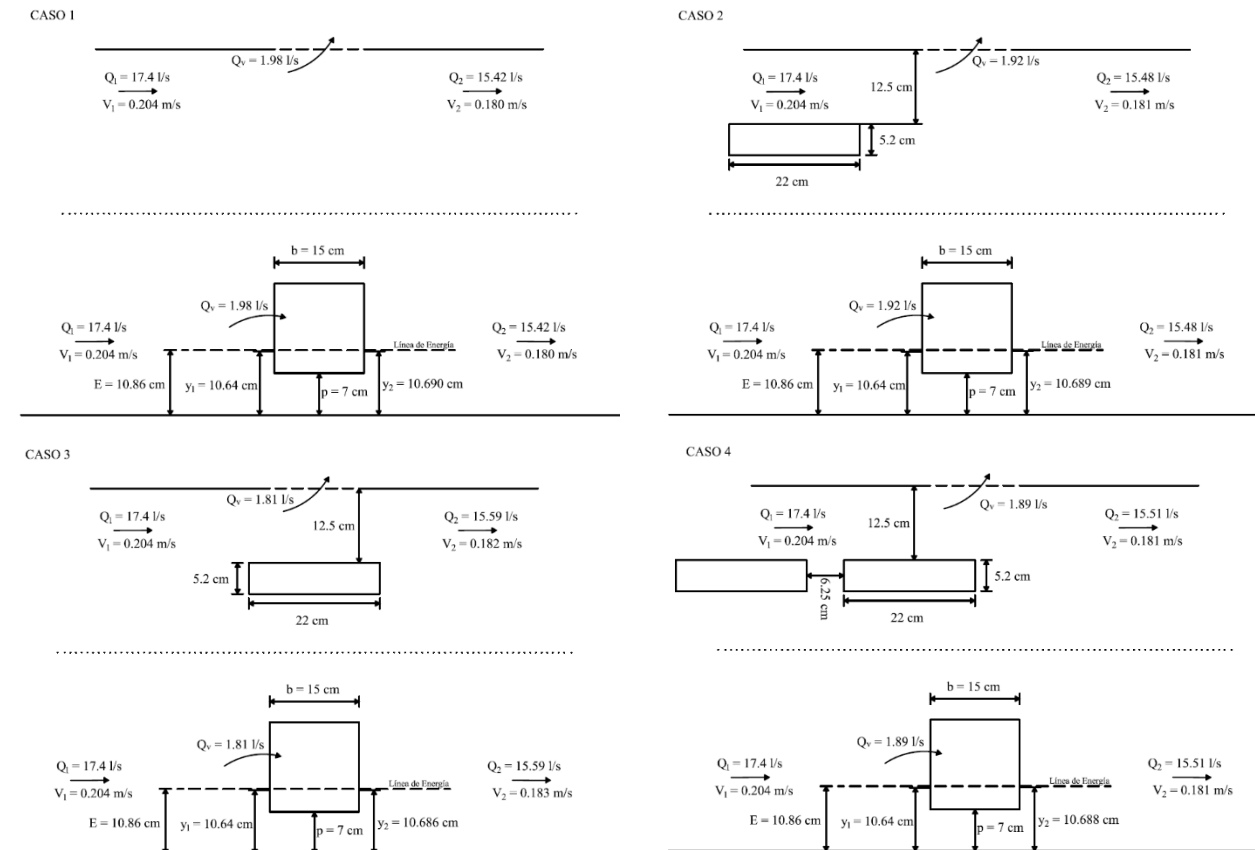
$$C_d = \frac{3Q_v}{2\sqrt{2gb}h_a^{3/2}} \quad (27)$$

Y finalmente para determinar experimentalmente el coeficiente de descarga con el método de Domínguez (1974), solo se requiere despejarlo de la ecuación (12)

$$C_d = \frac{15Q_v}{4b\sqrt{2g} \left( \frac{h_2^{5/2} - h_1^{5/2}}{h_2 - h_1} \right)} \quad (28)$$

### 3. RESULTADOS

Las características de abertura-flujo-obstáculo de cada caso se muestran en la Figura 5.



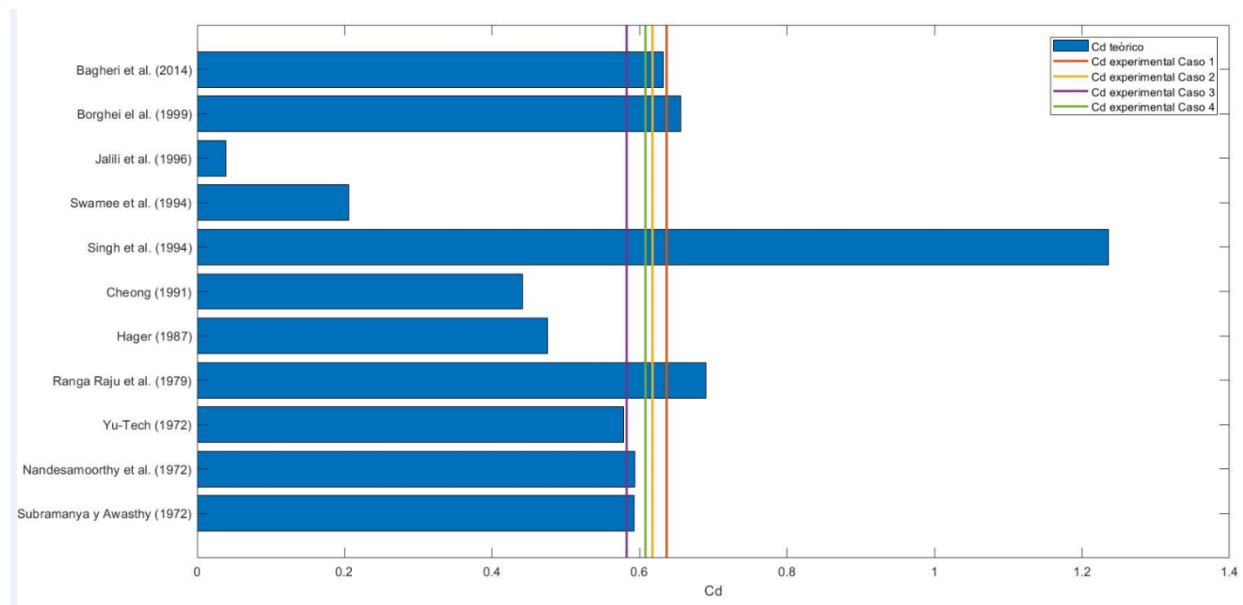
**Figura 5.** Vista en planta y elevación de cada caso con sus respectivas características de abertura-flujo-obstáculo.

Los coeficientes de descarga calculados experimentalmente se muestran en la Tabla 5

**Tabla 5.** Coeficientes de descarga para cada caso y cada método.

	Caso 1	Caso 2	Caso 3	Caso 4
De Marchi (1934)	0.636564	0.617450	0.582380	0.607889
Schmidt (1954)	0.636689	0.617565	0.582476	0.607998
Domínguez (1974)	0.636687	0.617562	0.582474	0.607995

Una comparación entre los coeficientes calculados experimentalmente y empíricamente se muestra en la Figura 6



**Figura 6.** Comparación de coeficientes de descarga empírico y experimental.

#### 4. CONCLUSIONES

La modelación de las distintas configuraciones a través de vertederos laterales es representativa de un evento de inundación urbana en los rangos de número de Froude aguas arriba entre  $0.2 < F_1 < 0.6$  y en los rangos de caudales  $0.947 \text{ m}^3/\text{s} < Q < 8.68 \text{ m}^3/\text{s}$ .

Se plantea un procedimiento para el cálculo experimental del coeficiente de descarga en donde se pueden utilizar indistintamente los métodos de De Marchi (1934), Schmidt (1954) y Domínguez (1974) debido a sus despreciables diferencias.

Las ecuaciones empíricas presentes en la literatura no logran captar la intervención de obstáculos en las proximidades de la abertura, arrojando un mismo valor para cuatro configuraciones distintas. Finalmente, se concluye que la representación del fenómeno de inundación urbana a escala reducida es adecuada y se brindan tanto los antecedentes teóricos como el equipo para la posterior experimentación de las demás configuraciones en futuras investigaciones de la misma línea.

## AGRADECIMIENTOS

Se agradece al programa Erasmus+ KA107 por el financiamiento de la estadía del primer autor en Lyon, Francia.

## REFERENCIAS

- Bagheri, S., Kabiri-Samani, A. R., y Heidarpour, M. (2014). Discharge Coefficient of rectangular sharp-crested side weirs Part II: Domínguez's method. **Flow Measurement and Instrumentation**. **35**: 116-121.
- Bagheri, S., Kabiri-Samani, A. R., y Heidarpour, M. (2013). Discharge coefficient of rectangular sharp-crested side weirs, Part I: Traditional weir equation. **Flow Measurement and Instrumentation**. **35**: 109-115.
- Borghei, S. M., Jalili, M. R., y Ghodsian, M. (1999). Discharge Coefficient for Sharp-Crested Side Weir in Subcritical Flow. **Journal of Hydraulic Engineering**. **125(10)**: 1051-1056.
- Camusson. L. (2019). **Intrusion d'eau dans les bâtiments lors d'inondations urbaines : Impact des obstacles sur les débits échangés**. DEUFI Project : Work Package 1a. Unpublished Master Thesis. Département de Génie Mécanique. Institut national des sciences appliquées de Lyon. France.
- Cheong, H.-F. (1991). Discharge coefficient of lateral diversion from trapezoidal channel. **Journal of Irrigation and Drainage Engineering**. **117(4)**: 461-475.
- De Marchi, G (1934). Saggio di teoria del funzionamento degli stramazzi laterali. **L'Energia Elettrica**. **11(11)**: 849-860.
- Domínguez, F. J. (1974). **Hidráulica**. Editorial Universitaria. Chile.
- Emiroglu, M. E., y Kaya, N. (2011). Discharging Capacity of Rectangular Side Weirs in straight open channels. **Flow Measurement and Instrumentation**. **22**: 319-330.
- Emiroglu, M. E. y Ikinciogullari E. (2016). Determination of discharge capacity of rectangular side weirs using Schmidt approach. **Flow Measurement and Instrumentation** **50**: 319-330.
- Hager, W. H. (1987). Lateral Outflow Over Side Weirs. **Journal of Hydraulic Engineering** **113(4)**: 491-504.
- Jalili, M. R., y Borghei, S. M. (1996). Discussion of "Discharge Coefficient of Rectangular Side Weirs". **Journal of Irrigation and Drainage Engineering**. **122(2)**: 132-132.
- Nadesamoorthy, T., y Thomson, A. (1972). Discussion of "Spatially Varied Flow over Side Weirs". **Journal of Hydraulics Division**. **98(12)**: 2234-2235.
- Ranga-Raju K. G., Prasad B. y Gupta S. K. (1979). Side Weir in Rectangular Channel. **Journal of the Hydraulics Division** **105(5)**: 547-554.
- Schmidt, M. (1954). Zur Frage des Abflusses über Streichwehre. **Tech-Üniv Berlin-Charlottenburg Mitteilung**. **41**: 1-68.
- Singh, R., Manivannan, y Satyanarayana, T. (1994). Discharge Coefficient of Rectangular Side Weirs. **Journal of Irrigation and Drainage Engineering**. **120(4)**: 814-819.
- Subramanya K, y Awasthy S. C. (1972). Spatially varied flow over side weirs. **Journal of the Hydraulics Division**. **98(1)**: 1-10.
- Swamee, P. K., Pathak, S. K., y Ali, M. S. (1994). **Side-Weir Analysis Using Elementary Discharge Coefficient**. *Journal of Irrigation and Drainage Engineering*, Vol. 120: 742-755.
- Yu-Tech L (1972). **Discussion of "Spatially Varied Flow over Side Weir"**. *Journal of the Hydraulics Division*, 2046-2048.