

# EVALUACIÓN DE LAS ECUACIONES DE TRANSPORTE DE SEDIMENTOS EN ALCANTARILLADOS EN UN MODELO FÍSICO

Carlos Montes<sup>1</sup>, Zoran Kapelan<sup>2</sup> y Juan Saldarriaga<sup>3</sup>

<sup>1</sup> Investigador, Centro de Investigaciones en Acueductos y Alcantarillados (CIACUA), Universidad de los Andes, Bogotá, Colombia.

<sup>2</sup> Professor, Centre for Water Systems, University of Exeter, North Park Road, Exeter, EX4 4QJ, UK.

<sup>3</sup> Profesor Titular, Centro de Investigaciones en Acueductos y Alcantarillados (CIACUA), Universidad de los Andes, Bogotá, Colombia.  
E-mail: cd.montes1256@uniandes.edu.co, Z.Kapelan@exeter.ac.uk, jsaldarr@uniandes.edu.co

## Introducción

El depósito de sedimentos en las tuberías de drenaje urbano es una de las principales preocupaciones en el diseño y operación de dichos sistemas. Una acumulación permanente de estos, generados especialmente en periodos de poca precipitación, produce cambios en la tubería (e.g. rugosidad hidráulica) que lleva a cambios en la distribución de velocidades y esfuerzos cortantes (Ebtehaj et al., 2013). Con el fin de prevenir estos fenómenos, se han establecido criterios de velocidad mínima y esfuerzo cortante mínimo en las distintas normativas de diseño. Dichos valores pueden presentar variaciones de velocidad mínima entre 0.3 y 1 m/s según el tipo de alcantarillado y/o condición de flujo y entre 0.86 y 6.2 Pa para esfuerzo cortante (Ashley et al., 2004). Estos valores tradicionales, usualmente, carecen de conocimiento científico y son más el resultado de la experiencia de los diseñadores. Por ejemplo, Vongvisessomjai et al. (2010) mostraron que un valor de 0.6 m/s para velocidad mínima es inapropiado si se presentan variaciones en la carga de sedimentos o en el régimen de caudales. Dado lo anterior, recientemente se han desarrollado nuevas metodologías que consideran parámetros como la concentración volumétrica de sedimentos, el diámetro medio de las partículas y el peso específico de estas, entre otros.

El propósito de este trabajo es la evaluación y validación de distintas metodologías de transporte de sedimentos, bajo condiciones de carga de lecho, mediante la toma de datos en un modelo físico construido en el Laboratorio de Hidráulica de la Universidad de los Andes. Se evalúa el desempeño de cada ecuación mediante el cálculo del Coeficiente de Determinación (CoD) y el Error Cuadrático Medio (ECM) y finalmente se concluye acerca del desempeño de cada ecuación con respecto a los datos experimentales.

## Autolimpieza en alcantarillados – No depósito de sedimentos

Vongvisessomjai et al. (2010) realizaron una clasificación de los distintos criterios y ecuaciones existentes para evaluar el transporte de sedimentos en sistemas de alcantarillado. Entre los distintos grupos se encuentra el denominado *No-depósito de sedimentos*, el cual es el objeto de estudio de este trabajo.

Este grupo es el más empleado por las normativas de diseño a nivel mundial. En este se incluyen los valores tradicionales de velocidad mínima y esfuerzo cortante mínimo. Para el uso de este criterio de diseño se debe conocer el modo de transporte de los sólidos. May et al. (1996) establecieron una relación entre la velocidad de corte ( $U^*$ ) y la velocidad de asentamiento de las partículas ( $W_s$ ): si  $U^* > 0.75W_s$  los sedimentos se moverán como carga en suspensión; caso contrario lo harán como carga de lecho.

La Asociación de Investigación e Información de la Industria de la Construcción (Construction Industry Research and Information Association, CIRIA) en su Reporte 141 recomienda el uso de la ecuación de Macke (1982) [1] para diseñar alcantarillados que presenten sedimentos bajo condiciones de carga en suspensión (Butler et al., 2003). Dicha ecuación se

obtiene de experimentos en laboratorio con partículas entre 0.16 y 0.37 mm y diámetros de tubería de 192, 290 y 445 mm.

$$C_v = \frac{\lambda^3 v_l^5}{30.4(SG - 1)W_s^{1.5}A} \quad [1]$$

donde  $C_v$  es la concentración volumétrica de sedimentos;  $\lambda$  el factor de fricción de Darcy-Weisbach;  $v_l$  la velocidad de autolimpieza;  $SG$  el peso específico de los sedimentos y  $A$  el área mojada de la tubería.

Para el diseño de alcantarillados con sedimentos que se muevan como carga de lecho, May et al. (1996) ajustó la ecuación [2] a 332 datos experimentales con diámetros de tuberías ( $D$ ) entre 77 y 450 mm, diámetro medio de partículas ( $d_{50}$ ) entre 160 y 8300  $\mu\text{m}$ , relaciones de llenado de la tubería ( $y/D$ ) entre 0.16 y 1.00, velocidades de flujo entre 0.24 y 1.5 m/s y concentraciones de sedimentos entre 2.3 y 2110 ppm (Ackers et al., 1996).

$$C_v = 3.03 \times 10^{-2} \left(\frac{D^2}{A}\right) \left(\frac{d_{50}}{D}\right)^{0.6} \left[1 - \frac{v_l}{v_l}\right]^4 \left[\frac{v_l^2}{gD(SG - 1)}\right]^{1.5} \quad [2]$$

donde  $D$  es el diámetro de la tubería;  $g$  la aceleración de la gravedad y  $v_l$  la velocidad límite de movimiento definida según la ecuación [3].

$$v_l = 0.125[g(SG - 1)d_{50}]^{0.5} \left(\frac{y}{d_{50}}\right)^{0.47} \quad [3]$$

Recientemente, el transporte de sedimentos como carga de lecho se ha enfocado en obtener expresiones que permitan tener un mejor ajuste de los datos experimentales. Por ejemplo, Vongvisessomjai et al. (2010) derivó ecuaciones en función de la concentración volumétrica de sedimentos, el diámetro medio de las partículas y el radio hidráulico de la tubería. Una de dichas ecuaciones es la siguiente:

$$v_l = 4.31C_v^{0.226} \left(\frac{d_{50}}{R}\right)^{-0.616} \sqrt{gd_{50}(SG - 1)} \quad [4]$$

Ebtehaj et al. (2014) emplearon los datos de Ghani (1993) y mediante el software MINITAB calcularon expresiones, al igual que Vongvisessomjai et al. (2010), en función de estos parámetros.

$$v_l = 4.49C_v^{0.21} \left(\frac{d_{50}}{R}\right)^{-0.54} \sqrt{gd_{50}(SG - 1)} \quad [5]$$

Recientemente, Najafzadeh et al. (2017) emplearon la técnica de Regresión Polinomial Evolutiva (EPR, por sus siglas en inglés) desarrollada por Giustolisi & Savic (2006) para obtener ecuaciones de transporte de sedimentos.

$$v_l = \left[0.404 \left(\frac{R}{d_{50}}\right)^{0.5} + 23.25 \left(\frac{R}{d_{50}}\right)^{0.5} C_v^{0.5}\right] \sqrt{gd_{50}(SG - 1)} \quad [6]$$

## Modelo físico y toma de datos

Los experimentos se llevan a cabo en una tubería de acrílico de 245 mm de diámetro interno apoyada sobre una cercha metálica; longitud de 13 m y pendiente variable entre 0 y 1.2%. Esta tubería es alimentada por un tubo de 4" que transporta el agua con sedimento desde un tanque de 3 m<sup>3</sup>. Se utiliza una bomba sumergible de 10 HP y 440 V para transportar la mezcla de agua-sedimento. Dicha bomba está conectada a un variador de velocidad, el cual permite ajustar la frecuencia y así variar el caudal de cada experimento, el cual oscila entre 1 y 45 L/s. Arenas de diámetro medio de 1.51, 1.22, 0.47 y 0.35 mm se emplearon para estudiar el modo de transporte de sedimentos. El nivel del agua se mide con 25 piezómetros localizados a lo largo de la tubería. Asimismo, la velocidad del flujo se determina con un medidor acústico de efecto Doppler. Finalmente, la concentración de sedimentos se mide con un sensor nefelométrico de turbidez.

La toma de datos se realiza para condiciones de estado estable, la cual se define como el instante en el cual la concentración del sedimento, los niveles del agua y la velocidad del flujo no varían con el tiempo. Cuando se alcanza dicha condición se registran los valores de caudal, velocidad, nivel del agua, pendiente de la tubería y concentración de sedimentos. Con el nivel del agua y el diámetro de la tubería se derivan los parámetros hidráulicos (e.g. área mojada, perímetro mojado, radio hidráulico, entre otros). El diámetro de las partículas se estima mediante la curva de gradación de cada muestra.

## Resultados

Se evalúan distintas ecuaciones para transporte de sedimentos como carga de lecho. Entre las formulas evaluadas se encuentra las ecuaciones de May et al. (1996), Vongvisessomjai et al. (2010), Ebtehaj et al. (2014) y Najafzadeh et al. (2017).

Tabla 1.- Medidas de desempeño para cada ecuación.

Ecuación	CoD	ECM
May et al. (1996)	0.8482	0.0050
Vongvisessomjai et al. (2010)	0.8808	0.0046
Ebtehaj et al. (2014)	0.7721	0.0073
Najafzadeh et al. (2017)	0.7063	0.0123

Por una parte, se observa un buen desempeño de las ecuaciones para los datos experimentales; sin embargo la ecuación de Najafzadeh et al. (2017) muestra menores ajustes a los datos observados. Esto se puede presentar porque dicha expresión no considera el diámetro de la partícula como un parámetro de entrada – aunque dicho parámetro esté en la ecuación, este se cancela con el término  $\sqrt{gd_{50}(SG-1)}$ . Dado lo anterior, es posible que dicha ecuación solamente sea válida para determinadas condiciones de caudal, concentración de sedimentos y tamaño de partículas.

Por otra parte, la ecuación de Ebtehaj et al. (2014) inicialmente se derivó en términos del número de Froude modificado para las partículas, definido como  $Fr^* = v_t/\sqrt{gd_{50}(SG-1)}$ , por lo cual es posible que esta ecuación genere muy buenos resultados bajo determinados tamaños de partículas y pesos específicos de los sedimentos.

En la Figura 1 se observa el ajuste de cada una de las ecuaciones con respecto a los datos tomados experimentalmente.

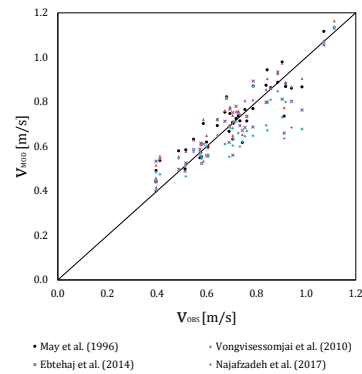


Figura 1.- Desempeño de las ecuaciones en los datos experimentales.

## Conclusiones

El uso de las ecuaciones tradicionales de diseño de alcantarillados autolimpiantes donde se presenten sedimentos como carga de lecho implica el conocimiento de parámetros y características propias de los sedimentos, los cuales usualmente no son fácilmente estimables ni medibles. Dado lo anterior, estas ecuaciones pueden presentar limitaciones cuando se tengan condiciones distintas a las de laboratorio. En términos generales, las ecuaciones de Vongvisessomjai et al. (2010) y May et al. (1996) presentan un buen ajuste; sin embargo, esta última no es fácilmente aplicable ya que requiere del uso de algún método numérico para calcular la velocidad de autolimpieza.

Es recomendable ampliar el estudio y las mediciones experimentales a diámetros de tuberías grandes, en las cuales se van a presentar bajas velocidades y láminas de agua en la mayoría del tiempo de operación.

## Referencias bibliográficas

- Ackers, J., Butler, D., and May, R. (1996). *Design of sewers to control sediment problems. (CIRIA Report No. 141)*. London, UK: CIRIA, Construction Industry Research and Information Association.
- Ashley, R., Bertrand-Krajewski, J., Hvitved-Jacobsen, T., and Verbanck, M. (2004). *Solids in sewers*. Scientific and Technical Report Series. IWA Publishing.
- Butler, D., May, R., and Ackers, J. (2003). "Self-Cleansing Sewer Design Based on Sediment Transport Principles." *Journal of Hydraulic Engineering*, Vol. 129, No. 4, pp. 276–82.
- Ebtehaj, I., Bonakdari, H., and Sharifi, A. (2014). "Design Criteria for Sediment Transport in Sewers Based on Self-Cleansing Concept." *Journal of Zhejiang University*, Vol. 15, No. 11, pp. 914–24.
- Ghani, A. (1993). "Sediment Transport in Sewers." University of Newcastle Upon Tyne.
- Giustolisi, O., and Savic, D. (2006). "A Symbolic Data-Driven Technique Based on Evolutionary Polynomial Regression." *Journal of Hydroinformatics*, Vol. 8, No. 3, pp. 207–22.
- Macke, E. (1982). "About Sedimentation at Low Concentrations in Partly Filled Pipes". *Mitteilungen, Leichweiss Institut für Wasserbau der Technischen Universität Braunschweig*, Heft 71, 1-151.
- May, R., Ackers, J., Butler, D., and John, S. (1996). "Development of Design Methodology for Self-Cleansing Sewers." *Water Science and Technology*, Vol. 33, No. 9, pp. 195–205.
- Najafzadeh, M., Laucelli, D., and Zahiri, A. (2017). "Application of Model Tree and Evolutionary Polynomial Regression for Evaluation of Sediment Transport in Pipes." *KSCE Journal of Civil Engineering*, Vol. 21, No. 5, pp. 1956–1963.
- Vongvisessomjai, N., Tingsanchali, T. and Babel, S. (2010). "Non-Deposition Design Criteria for Sewers with Part-Full Flow". *Urban Water J.*, Vol. 7, No. 1, pp. 61-77.