

# ***Influencia del volumen y configuración de las cámaras de los depósitos del sistema unitario de los colectores generales del Miño en Lugo***

*José Anta<sup>1</sup>, Joaquín Suárez<sup>2</sup>, Jerónimo Puertas<sup>3</sup>, José Piñeiro<sup>4</sup> y Javier González<sup>5</sup>*

*(1) Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos; Profesor Ayudante, Grupo de Ingeniería del Agua y del Medio Ambiente, Universidade da Coruña*

[janta@udc.es](mailto:janta@udc.es)

*(2) Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos; Profesor Titular, Grupo de Ingeniería del Agua y del Medio Ambiente, Universidade da Coruña*

[jsuarez@udc.es](mailto:jsuarez@udc.es)

*(3) Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos; Catedrático de Universidad, Grupo de Ingeniería del Agua y del Medio Ambiente, Universidade da Coruña*

[jpuertas@udc.es](mailto:jpuertas@udc.es)

*(4) Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos; Director de Obra, Confederación Hidrográfica del Miño-Sil*

[dt.saneamiento.lugo@chminosil.es](mailto:dt.saneamiento.lugo@chminosil.es)

*(5) Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos; Jefe de Área, Confederación Hidrográfica del Cantábrico*

[jjgonzalez@chcantabrico.es](mailto:jjgonzalez@chcantabrico.es)

## **1 Introducción**

Durante el periodo de 2005 a 2008 se llevó a cabo la construcción y rehabilitación de los colectores interceptores del margen del río Miño en la ciudad de Lugo (Tramo de Colectores del Río Miño – NVI, Figura 1). El sistema de saneamiento de esta ciudad es unitario y se puede dividir, desde el punto de vista hidrológico, en dos grandes cuencas: una de ellas vierte hacia el Este (ríos Chanca, Rato y Fervedoira) y la otra hacia el Oeste (río Miño).

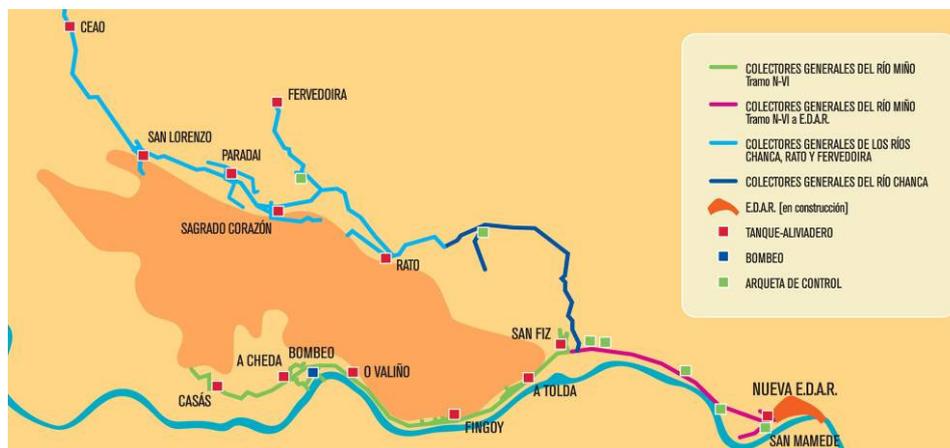


Figura 1 Esquema general de las obras del Saneamiento de Lugo

Con esta obra, promovida por la actual Confederación Hidrográfica del Miño-Sil, se completa la renovación de todo el sistema de colectores de la ciudad. En la actualidad se está finalizando la construcción de la nueva estación depuradora, con la que se rematará la renovación de toda la infraestructura de saneamiento lucense.

Habitualmente las infraestructuras de control y tratamiento de reboses diseñadas por la CHN se han dimensionado con volúmenes específicos de almacenamiento del orden de 5 a 10 m<sup>3</sup>/ha neta. De hecho, los depósitos existentes en el sistema de colectores del Rato y Fervedoria, en el mismo Lugo, se construyeron con este criterio. Se trata de tanques relativamente pequeños cuyo objetivo fundamental es la captura de las aguas más contaminadas, que suelen ser las primeras de un suceso de lluvia (capturar el “first flush”). Este tipo de infraestructuras de control y tratamiento de reboses (SCTR) disponen de dos tanques en paralelo, uno en línea, por el cual pasa agua permanentemente, y uno fuera de línea, orientado a recoger y aislar las aguas más contaminadas que se generan en cada subcuenca durante los sucesos de lluvia.

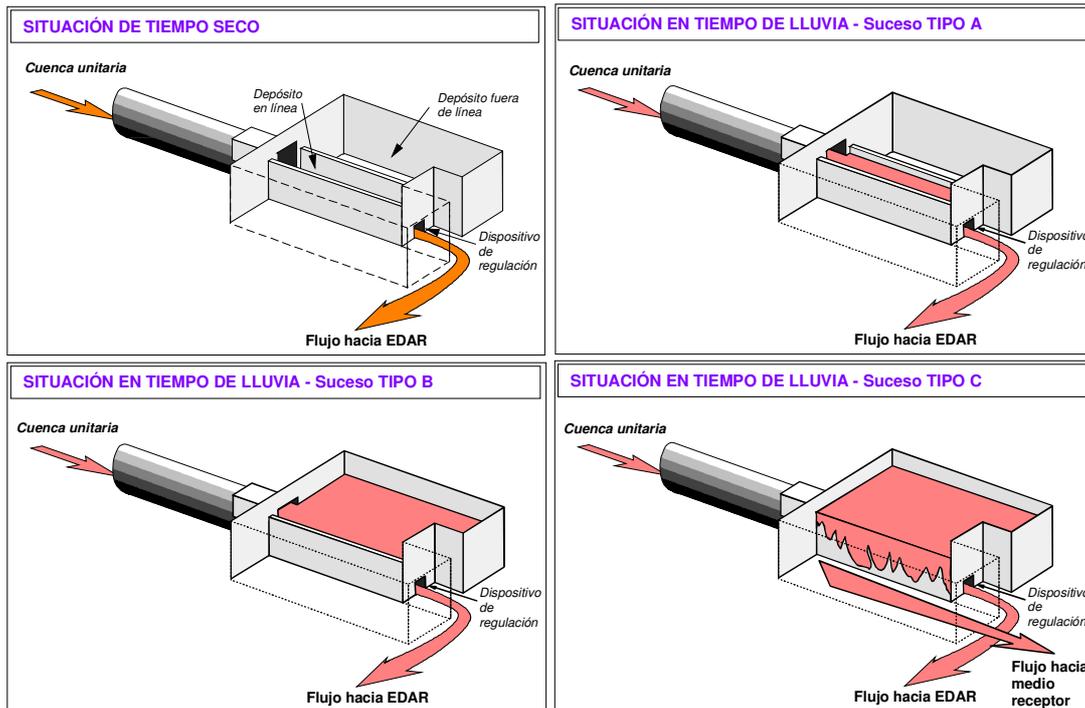


Figura 2 Croquis de funcionamiento de un depósito de retención aliviadero de primer lavado (Suárez y Cagiao, 2005)

Entre las actuaciones del proyecto se planteó la construcción de 7 depósitos de control de contaminación. Cada uno de estos depósitos se ubicó en el tramo bajo de cada subcuenca de drenaje, previamente a la incorporación al colector interceptor. Para el diseño de la nueva red y de los depósitos, la empresa Fulcrum elaboró, a partir de un inventario de la red, un modelo numérico, de modo que el número de vertidos hacia el medio receptor fuese inferior a 25.

De este modo, y sí se comparan con los criterios tradicionales de la Confederación Hidrográfica del Norte, los diseños obtenidos se caracterizan por disponer de un elevado volumen de almacenamiento específico (entre 20 y 40 m<sup>3</sup>/ha impermeable) y un número y volumen de vertido reducidos (entre 15-25 vertidos al año, lo que supone una captura de entre un 70 y 90% del volumen total de escorrentía de las cuencas urbanas).

Como se recoge en la Figura 2, la configuración habitual de los depósitos de control de contaminación en el Norte de España consiste en dividir el volumen del mismo en dos cámaras o cuerpos, uno en línea y otro fuera de línea. Este último está orientado a recoger y aislar las aguas más contaminadas que se generan durante los episodios de lluvia. Con esta configuración, el tanque en línea se llena con más frecuencia que el tanque fuera de línea.

Para la limpieza de los depósitos, la cámara fuera de línea cuenta con dispositivos basculantes (volquetes). Sin embargo, la cámara en línea no suele contar con ningún elemento de limpieza. Esto es debido a la presencia del canal de tiempo, la formación de pendientes en la solera e incluso la longitud de la misma (suelen ser cámaras muy largas y estrechas), que no son adecuados para el funcionamiento de los volquetes.

Esta circunstancia, unida al hecho de que la mayoría de los flotantes se quede atrapado en esta cámara (los aliviios al medio receptor se suelen realizar desde esta cámara, que cuenta con pantallas deflectoras antiflotantes para evitar su movilización hacia el medio), provoca grandes problemas de acumulación de sedimentos y basuras que sino se retiran a tiempo pueden consolidar, provocar problemas de olores, etc.



Figura 3 Suciedad acumulado en la solera (izquierda) y en las pantallas antiflotantes (derecha) de la cámara en línea de un depósito de retención-aliviadero

Para evitar esta problemática, se planteó la necesidad de analizar nuevas configuraciones que permitiesen la limpieza de todo el depósito empleando sistemas de volquetes. Para ello, se analizaron tres posibles configuraciones para las cámaras de los depósitos con la ayuda de un modelo de matemático de la red y del funcionamiento de los depósitos.

En el presente trabajo se analizaron tres posibles disposiciones de los cuerpos del depósito consistentes en a) un único depósito en línea, b) un depósito en línea tradicional, con la separación entre los cuerpos en línea y fuera de línea por vertedero, y c) un depósito de dos cuerpos separado por una mampara (Figura 4 ). De esta forma, las opciones a) y c) permiten un mantenimiento mucho más sencillo ya que al existir continuidad de soleras, no se altera la eficacia de los volquetes de limpieza.

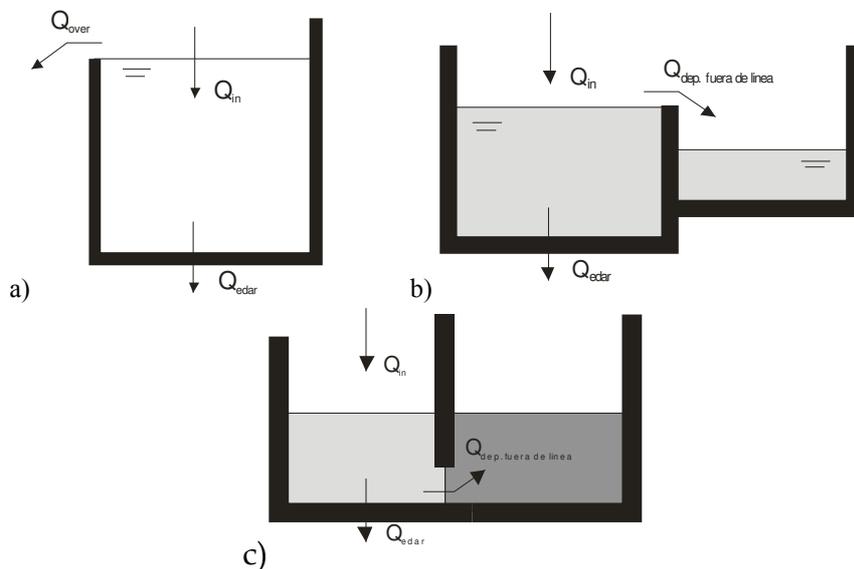


Figura 4 Esquema de las diferentes configuraciones de depósito analizadas: a) un único cuerpo en línea, b) dos uerpos tradicional y c) dos cuerpos separados por mampara

En este trabajo se han analizado cuatro de las siete infraestructuras proyectadas. Estas cuatro se consideran representativas de la problemática y de los fenómenos que se quieren analizar. La elección de los sistemas de A Cheda, A Tolda, O Valiño y Fingoy se ha realizado fundamentalmente en base a poder analizar diversas tipologías y volúmenes específicos de diseño. Así, se analizará un rango de volúmenes específicos de diseño que va desde los 17 m<sup>3</sup>/ha neta del sistema de Fingoy hasta los 38 m<sup>3</sup>/ha neta del sistema de A Tolda. El sistema de Valiño se seleccionó porque su volumen es de un rango intermedio, unos 25 m<sup>3</sup>/ha neta, mientras que el sistema de A Cheda se seleccionó porque, aunque posee un volumen similar al de Fingoy, la tipología de la cuenca urbana es diferente (ver un resumen de las características de las cuencas e infraestructuras seleccionadas en la Tabla 1).

Tabla 1 Características de las cuencas vertientes recogidas en el Proyecto de los Colectores Generales del Miño en Lugo: Tramo N-VI.

	A CHEDA	O VALIÑO	FINGOY	A TOLDA
Tipología	Urbana	Urbana	Urbana	Urbana
Superficie (ha)	102	59	19	96
Impermeabilidad	50%	50%	50%	68%
Q medio edar (L/s)	39.4	10.0	3.7	35.3
Q máx diseño (L/s)	6378	3623	1496	5917
Q máx edar (L/s)	263	67	25	236
Volumen total del depósito (m3)	1512	1127	243	2799
Tipo de regulador	Compuerta	Vórtice	Vórtice	Compuerta
Volumen específico (m3/ha neta)	19.6	25.8	17.2	38.4
Número estimado de vertidos al año	22	25	26	16
Porcentaje de vertido (control de escorrentía estimado)	13.44	20.38	19.11	10.87

## 2 Materiales y métodos

### 2.1 Introducción

Con este trabajo se pretende determinar de un modo "cuantitativo" la incidencia de la configuración de los volúmenes de almacenamiento en una infraestructura de control y tratamiento sobre los rendimientos de eliminación de contaminación, expresada como sólidos suspensión, en un sucesos aislado y a lo largo del año medio. Para ello, el primer paso es el de establecer cómo llega el agua y con qué contaminación. Es decir, es necesario conocer los hidrogramas y los polutogramas que será necesario gestionar.

Si bien la transformación lluvia-escorrentía-flujo de agua en colectores es relativamente bien conocida y existen metodologías que permiten crear flujos de agua en la parte baja de las cuencas de saneamiento y drenaje (ver p.ej. Puertas y Anta, 2008), los fenómenos que dan lugar al polutograma son más desconocidos y apenas existen metodologías en la bibliografía (Anta *et al.*, 2008).

### 2.2 Estudio hidrológico

Para la estimación de los caudales de entrada en los depósitos es necesario disponer de información pluviométrica y de un modelo de transformación lluvia-caudal.

Para el análisis pluviométrico se ha contado con una serie completa de precipitaciones del año 1993, que se ha considerado similar a la del año medio y con las curvas IDF generadas con la metodología de la IC. 5.2. La transformación lluvia caudal se realizó con un modelo desarrollado con el SWMM ©, v5.0.x. Todo el procedimiento se ajusta a la metodología descrita en las Instrucciones Técnicas para Obras Hidráulicas de Galicia (Xunta de Galicia, 2009).

Con la ayuda de este software se calculó el número de lluvias del año 1993 y su precipitación total. Para poder realizar este análisis es necesario introducir algunos parámetros tales como el intervalo entre sucesos y el umbral de precipitación que no genera escorrentía. Tras un tanteo inicial, se ajustaron estos parámetros a un valor de 6 horas para el tiempo mínimo interevento y 3 mm de abstracción inicial. Con estos valores se obtuvieron un total de 110 sucesos de lluvia, siendo el mayor 54.5 mm de precipitación total. El valor de la precipitación media fue de 8.35 mm, con una desviación estándar de 8 mm.

Tomando como dato el de número de reboses de los sistemas analizados (ver Tabla 1), se seleccionó la lluvia de la serie anual que provocaba el llenado total, pero no la generación de rebose al medio receptor, del depósito de A Tolda. Esta lluvia, de precipitación total 18.1 mm, se escaló para que su precipitación total fuese de 10.5 mm, para que provocase el rebose de los sistemas de O Valiño y Fingoy, y fuese de 12.9 mm, para que provocase el rebose del depósito de A Cheda.

Para analizar el rendimiento anual de captura de volúmenes de agua de escorrentía de los distintos depósitos se elaboró la curva IDF correspondiente al periodo de retorno de 2.33 años, que se corresponde con la precipitación máxima anual del año medio. Tomando como patrón de lluvia el del aguacero que provocaba la descarga del sistema unitario de A Tolda, se generaron los hietogramas para la precipitación total del periodo de retorno de 2.33 años, y para un volumen de precipitación correspondiente a la precipitación del suceso intermedio entre el umbral de rebose y la precipitación máxima anual ( $T=2.33$  años). Estos hietogramas se presentan en la Figura 4.

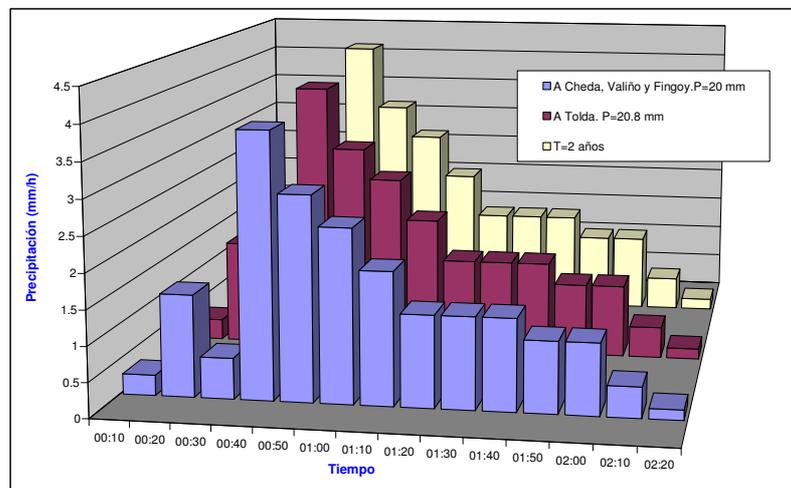


Figura 5 Hietogramas de las lluvias empleadas para la estimación del rendimiento anual de captura de agua de escorrentía por los depósitos-aliviadero

Con estas lluvias, y la lluvia de calibración (la que no produce prácticamente rebose), se han estimado los volúmenes de agua de escorrentía retenida por las distintas configuraciones de depósito en los cuatro sistemas analizados. La metodología seguida para este análisis se presentará en el apartado 5 del informe. Una vez calibrado el modelo (con el criterio de rebose para la lluvia correspondiente) se introdujeron las diferentes lluvias de análisis para disponer así de los hidrogramas de entrada en los tanques.

### 2.3 Generación de polutogramas sintéticos

Las características de contaminación de las descargas de los sistemas unitarios (DSU), están fuertemente condicionada por las características de las aguas residuales urbanas de tiempo seco, por los usos o actividades que se realizan en la superficie de las cuencas urbanas que son lavadas por las aguas de escorrentía, y por el arrastre de materiales y sedimentos depositados en las conducciones y elementos auxiliares de la red de alcantarillado durante los periodos de tiempo seco.

Es habitual expresar el comportamiento de los contaminantes en tiempo de lluvia a partir de dos valores básicos: la concentración máxima en el polutograma generado por el suceso de lluvia y la concentración media de suceso

(CMS), que es la masa total que ha pasado por la sección de control dividida entre el volumen total de agua que ha fluido durante el suceso (Suárez et al., 2008).

A la hora de definir un polutograma sintético es fundamental establecer cómo es el flujo de la masa de un contaminante respecto al flujo de agua. En función de cómo sea esta relación se puede decir que existe o que no existe primer lavado.

Un fenómeno asociado con las características de la contaminación acumulada y con el tipo de lluvia es el fenómeno llamado “primer lavado” (“first flush” en la literatura anglosajona o “premier flot” en la francesa). Este fenómeno consiste en que una elevada proporción de la masa acumulada de contaminantes es lavada por la parte inicial de la lluvia. Thornton y Saul (1996), así como Pearson et al. (1986), definen el primer lavado como el periodo inicial de un suceso de lluvia-escorrentía en el que la concentración de contaminante es significativamente superior a la observada durante las etapas posteriores del aguacero.

Un método muy sencillo (Griffin, 1980) para estimar si se produce el primer lavado consiste en representar en unos ejes cartesianos el porcentaje de volumen de escorrentía frente al porcentaje de masa de contaminación que ha atravesado una sección de control. Si los puntos se sitúan en una recta de 45° no hay primer lavado. El grado de alejamiento hacia la parte superior izquierda de dicha recta indica el grado de primer lavado existente.

Para la estimación de los polutogramas de entrada a los depósitos se han analizado los parámetros de caracterización de sucesos de lluvia recogidos Beneyto (2004), Cagliao (2002) y el PROMEDSU (2002). Por tanto, del análisis de los polutogramas mostrados por el Grupo de Ingeniería del Agua y del Medio Ambiente de la Universidade da Coruña, en cuencas urbanas unitarias de una tipología y clima similar al encontrado en las cuencas lucences (cuencas de Cancelón, Santiago Este y Vitoria), se han adoptado como parámetros característicos para los polutogramas de sólidos en suspensión totales los siguientes valores:

Tabla 2 Parámetros característicos de los polutogramas de diseño

PARÁMETRO	Valor (mg/L)
Concentración media de tiempo seco	125
CMS - Concentración media de suceso en tiempo de lluvia	300
CMAX - Concentración máxima en tiempo de lluvia	700

A partir de los valores recogidos en la Tabla 2 se elaboraron los polutogramas de diseño. A pesar de disponer de estos dos valores, que permiten ya caracterizar ciertos aspectos de un polutograma sintético, queda sin resolver la forma de mismo: ramas de ascenso y descenso, y posición del mismo respecto al hidrograma, es decir, si hay adelantamiento o no.

La metodología empleada se basa parcialmente en el trabajo de Saul et al. (2003). Estos autores proponen un polutograma con una rama de ascenso lineal, hasta que la concentración alcanza su máximo, y una rama de descenso potencial, de la forma  $STT=a \cdot t^{-b}$ , donde a y b son parámetros de calibración.

Siguiendo esta metodología, las incógnitas de la ecuación anterior son el tiempo en que se alcanza la concentración máxima, la concentración máxima y los coeficientes de ajuste, que proporcionarían la forma del polutograma. Una vez conformado el hidrograma y el polutograma el CMS resultante debe ser igual, o muy próximo, al valor fijado en la tabla anterior. Para analizar la influencia del adelantamiento del polutograma se trabajó con dos hipótesis: a) polutograma adelantado a un 70% del tiempo del caudal punta, y b), polutograma acompañando al caudal punta.

## 2.4 Modelización de los depósitos

Para realizar la modelización de los depósitos se ha empleado una hoja de cálculo Excel © en la que se han programado rutinas de tránsito de caudales y contaminación.

La ecuación que rige el funcionamiento de los depósitos es la ecuación de continuidad, o conservación de la masa. Esta ecuación se puede expresar como:

$$I - O = \frac{dV}{dt} \quad (1)$$

donde I es el caudal que entra al depósito, O es el caudal que sale del depósito y V el es volumen de agua en el depósito. De modo incremental esta ecuación se puede introducir en un hoja de cálculo como:

$$V^{i+1} = V^i + (Q_{in}^i - Q_{out}^i - Q_{overflow}^i) \Delta t \quad (2)$$

donde  $V^{i+1}$  y  $V^i$  son el volumen total en el depósito en el instante i+1 e i respectivamente,  $Q_{in}^i$  es el caudal de entrada en el instante i,  $Q_{out}^i$  es el caudal de salida hacia EDAR en el instante i,  $Q_{overflow}^i$  es el caudal aliviado hacia el medio receptor en el instante i y O es el caudal que sale del depósito. El caudal de entrada es conocido y los caudales de salida, tanto hacia la EDAR como hacia el medio receptor, se calculan en función de la altura de agua existente en el depósito. Para calcular el caudal de salida hacia EDAR se ha hecho la hipótesis de que los tanques disponen un regulador ideal, de forma que éste se mantiene constante. El caudal de rebose que sale por los aliviaderos se calculó con la ecuación de vertido sobre vertedero.

Para modelizar el comportamiento de la contaminación en los tanques es necesario conocer en cada momento la concentración de entrada en el depósito. Una vez conocida la concentración de entrada se puede emplear el modelo de mezcla completa para calcular la concentración de sólidos en suspensión en el depósito. Según este modelo, la concentración en el intervalo i+1 se puede calcular como:

$$C^{i+1} = \frac{C^i \cdot V^i + \left[ \frac{(Q_{in}^i \cdot C_{in}^i + Q_{in}^{i+1} \cdot C_{in}^{i+1}) \cdot \Delta t}{2} \right] - \left[ \frac{Q_{out}^i \cdot C_{out}^i \cdot \Delta t - Q_{overflow}^i \cdot C_{overflow}^i \cdot \Delta t}{2} \right]}{V^{i+1} + \left[ \frac{(Q_{out}^{i+1} + Q_{overflow}^{i+1}) \cdot \Delta t}{2} \right]} \quad (3)$$

donde  $C^{i+1}$  y  $C^i$  es la concentración del contaminante en el depósito en el instante i+1 e i,  $C_{in}^{i+1}$  y  $C_{in}^i$  es la concentración del contaminante en el caudal de entrada,  $C_{out}^{i+1}$  y  $C_{out}^i$  es la concentración del contaminante en el caudal de salida a EDAR y  $C_{overflow}^i$  es la concentración del contaminante en el alivio

Para el cálculo de las concentraciones se realiza la hipótesis de que la concentración del depósito es la misma que la concentración de rebose y que la del flujo dirigido hacia la EDAR. Con este modelo no se introduce ningún rendimiento de eliminación por decantación de las partículas. Este fenómeno producirá una mejora de los rendimientos de los tanques con mayor volumen de almacenamiento y, por tanto, mayor tiempo de retención. Sin embargo, también hay que tener en cuenta que si no se realiza una buena limpieza de los tanques tras los sucesos la resuspensión de los sedimentos depositados provocará un incremento de la carga movilizada hacia el medio receptor.

### 3 Resultados y conclusiones

En total se han analizado 48 escenarios distintos. Estos se corresponden a los cuatro sistemas analizados, con tres configuraciones de diseño (tanque único, depósito en línea más depósito fuera de línea con vertido superior, depósito en línea más depósito fuera de línea con comunicación inferior), dos lluvias tipo (dos hidrogramas) y dos polutogramas (adelantado y acompañando a la punta de caudal). Las lluvias introducidas para la generación de los hidrogramas han sido la correspondiente al periodo de retorno de 2 años, con objeto de evaluar el funcionamiento de los tanques ante una lluvia similar a la máxima del año medio, y una lluvia con un volumen intermedio entre la lluvia máxima anual y la lluvia que provoca el rebose de cada tanque. A modo de ejemplo se presenta el hidrograma y polutograma correspondiente al sistema de A Tolda, para la lluvia intermedia y un polutograma adelantado.

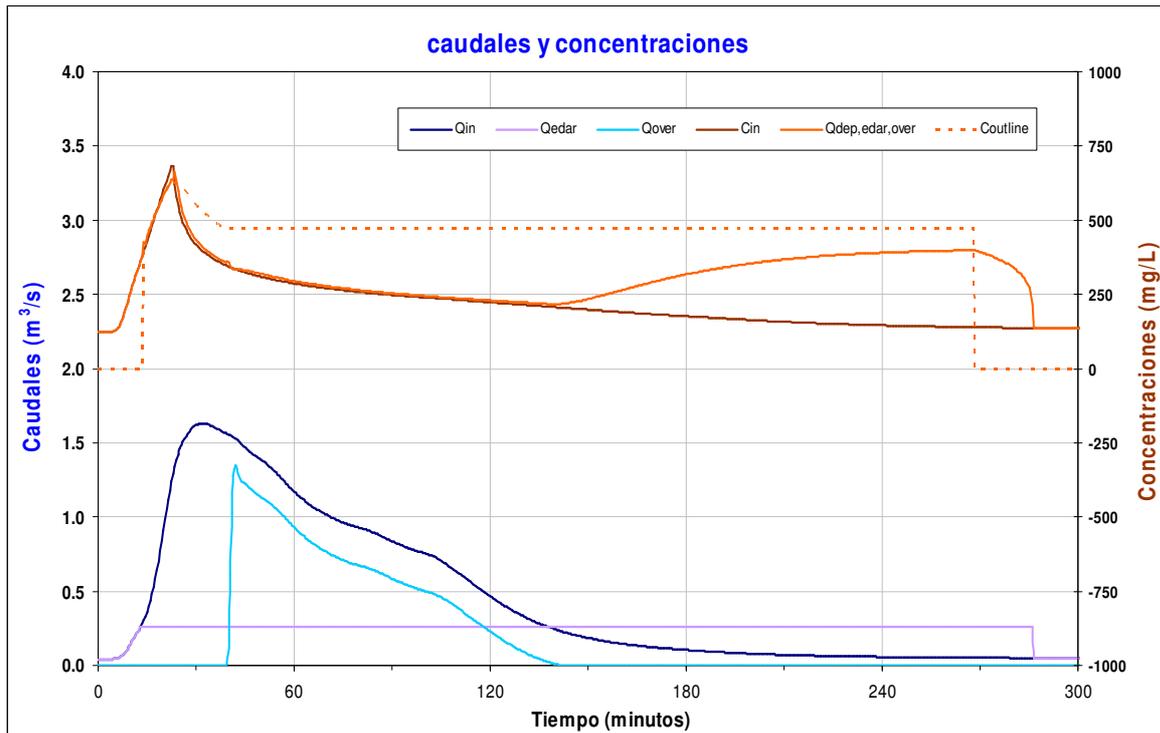


Figura 6 Hidrograma y polutograma del sistema A Tolda. Lluvia intermedia y polutograma adelantado

En el estudio del comportamiento del depósito frente a sucesos aislados de vertido se ha observado que la relación entre retención de masa de contaminación y configuración del volumen de almacenamiento muestra rendimientos mayores cuando se divide el depósito-aliviadero en dos (volumen en línea y volumen fuera de línea), y el paso de agua de uno a otro se realiza por la parte inferior (colocación de mampara de separación). Ha sucedido así en todos los sistemas estudiados. No obstante, las diferencias de rendimientos entre unas configuraciones y otras muestran variaciones muy pequeñas, como se aprecia en la tabla siguiente.

Tabla 3 Resumen de porcentajes de retención de masa en función de la tipología del depósito-aliviadero

TIPOLOGÍA	A CHEDA	O VALIÑO	FINGOY	A TOLDA
Depósito en línea	54%	38%	33%	68%
Depósitos en línea y fuera de línea clásico	60%	43%	39%	72%
Depósitos en línea y fuera de línea con comunicación inferior	62%	47%	42%	75%
VALOR MEDIO	59%	42%	38%	72%

Respecto al análisis de la contaminación total retenida en un periodo largo de tiempo (el balance se ha realizado para un año), en el que se pueden producir todo tipo de lluvias, se puede concluir que se llegan a alcanzar rendimientos retención de contaminación de hasta el 91% (sistema A Tolda, el de mayor volumen específico, con configuración bi-cámara con comunicación inferior, y polutogramas adelantados). El peor rendimiento obtenido ha sido en el sistema Fingoy, con un 63.4% de retención, con configuración de depósito único y polutogramas acompañando a la punta de caudal.

Hay que destacar que la tipología que se emplee (una o dos cámaras, con comunicación inferior o superior) apenas hace variar los rendimientos anuales. Como puede apreciarse en el sistema Fingoy (que cuenta con el volumen específico menor entre los sistemas estudiados) las mejoras apenas alcanzan un 5% cuando se pasa de una configuración de un sólo depósito a configuración bicámara. Este 5% es la mayor mejora obtenida en las configuraciones estudiadas. De estos resultados se desprende la idea de que cuando el volumen específico es pequeño la configuración de tanque en línea y tanque fuera de línea es conveniente. Las mejoras menos significativas, de sólo un 2%, se producen en el sistema A Tolda, el de mayor volumen específico, cuando se realiza el cambio de tanque único a disposición en dos cámara.

## 4 Referencias bibliográficas

Anta, J., Suárez, J., Peña, E. y Puertas, J. (2008). "Necesidades y herramientas para el análisis de la contaminación". Capítulo 4 en Contaminación asociada a las aguas de escorrentía urbana. Implicaciones en el diseño de los sistemas de saneamiento y drenaje urbano. Ed: J. Puertas, J. Suárez y J. Anta. Serie Azul. M-98 CEDEX. Ministerio de Fomento. pág 167-216, 600 pág.

Beneyto, M. (2004). "Evaluación de los rendimientos de depósitos de detención-aliviadero en redes de saneamiento unitarias en cuencas de la España húmeda". Tesis doctoral dirigida por Joaquín Suárez. Grupo de Ingeniería del Agua y del Medio Ambiente. Universidade da Coruña.

Cagiao, J. (2002). "Estudio del funcionamiento hidráulico y de la movilización de la contaminación durante sucesos de lluvia en una cuenca urbana unitaria y una separativa en el noroeste de España". Tesis doctoral dirigida por Joaquín Suárez y Jerónimo Puertas. Grupo de Ingeniería del Agua y del Medio Ambiente. Universidade da Coruña.

Griffin, D. M.; Randall, C. W.; Grizzard, T. J. (1980). "Efficient Desing of Stormwater Holding Basin Used for Water Quality Protection". Water Research, págs. 1549-1554.

M.M.A. (2002). "Asistencia técnica para la redacción de una experiencia piloto de medición y estudio de las descargas de sistemas unitarios (DSU) del alcantarillado a los medios receptores en tiempo de tormenta, en varios municipios españoles. Informe final (PROMEDSU)". Dirección General de Obras Hidráulicas.

Pearson, L.G.; Thornton, R.C.; Saul, A.J.; Howard, D.K. (1986). "An Introductory Analysis of the Factors Affecting the Concentration of Pollutants in the First Foul Flush of a Combined Storm Sewer System"; Proceedings, International conference on urban stormwater quality and effects upon receiving waters; Wageningen; (1986); págs. 93-102.

Puertas J., Suárez, J. y ANTA, J. (2008). "Necesidades y herramientas para el análisis hidráulico". Capítulo 3 en Contaminación asociada a las aguas de escorrentía urbana. Implicaciones en el diseño de los sistemas de saneamiento y drenaje urbano. Ed: J. Puertas, J. Suárez y J. Anta. Serie Azul. M-98 CEDEX. Ministerio de Fomento. 600 pág.

Saul, A., Skipworth, P., Tait, S. y Rushforth, P. (2003). "Movement of total suspended solids in combined sewers". Journal of Hyd. Eng-ASCE. 129: 298-307.

Suárez, J. y Anta, J., Cagiao, J. y Jácome, A. (2008). "La contaminación de las aguas pluviales". Capítulo 2 en Contaminación asociada a las aguas de escorrentía urbana. Implicaciones en el diseño de los sistemas de saneamiento y drenaje urbano. Ed: J. Puertas, J. Suárez y J. Anta. Serie Azul. M-98 CEDEX. Ministerio de Fomento. pág 43- 166. 600 pág.

Suárez, J. y Cagiao, J. (2005). "Vertidos de sistemas de saneamiento unitario en tiempo de lluvia: control de impactos sobre los ríos". Ingeniería y Territorio, 71, págs 44-55

Thornton, R. C.; Saul, A. J. (1986). "Some Quality Characteristics of Combined Sewer Flows"; Public Health Engineer. Vol. 14, págs. 35-38.

Xunta de Galicia, (2009). Instrucciones Técnicas para Obras Hidráulicas en Galicia. Administración Hidráulica de Galicia.