

Cálculo de caudales en alcantarillas

(parte tercera: La propagación) (*)

Por RAMON VAZQUEZ GARCIA

Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Sociedad General de Aguas de Barcelona, S.A.

En sendos artículos publicados en esta revista se han desarrollado la primera y segunda parte correspondientes a lluvia y escorrentia. En esta tercera y última parte se desarrolla el tema de propagación. En la segunda parte se intentó fijar un concepto práctico "sólido y elástico", que bien dominado permite entender multitud de enfoques sobre el cálculo de escorrentia, y es el concepto de depósito lineal y su auxiliar matemático: la operación de convolución. Intentamos fijar aquí el concepto de equilibrio dinámico, esencial en el proceso de propagación, y cuyo entendimiento permite avanzar entre la profusión de métodos y sofisticaciones que dificultan el dominio ingenieril de este fenómeno en el terreno práctico.

3. PROPAGACION

Una vez que se conocen los caudales originados en el subsistema de escorrentia por transformación de la señal de entrada que es la lluvia, debemos analizar la forma en que la señal de salida del subsistema de escorrentia, que denominamos hidrograma, viene transformada en el seno del subsistema de propagación. Los caudales aportados a los nudos de la infraestructura de drenaje son transportados y mezclados dentro de la red, atendiendo a leyes hidronámicas que rigen la forma en que los volúmenes de agua se "agolpan" o "estiran" (deceleración o aceleración), se combinan y se escinden (uniones y desviaciones) y se escapan o comprimen (alivios y entradas en carga).

El estudio del funcionamiento hidráulico de una red de alcantarillado es una de las aplicaciones más complejas de la hidráulica práctica, ya que implica el análisis de un transitorio que es el fenómeno en sí mismo, de principio a fin.

La mera aplicación de una fórmula empírica para conocer el caudal que en régimen permanente y uniforme circula por un conducto no es suficiente para el estudio de redes de alcantarillado. De ahí la importancia relativa que tienen

las eternas discusiones entre aplicar Chézy y sus derivados o Prandtl-Colebrook. Por ello en un anterior artículo publicado en esta revista (Vázquez, 1985) se proponía la aplicación de una fórmula bien simple (Manning), dado que los principales errores de diseño no vendrían dados por la fórmula en sí, sino por el hecho de aplicar una fórmula y un caudal derivado de un método empírico (racional), en lugar de utilizar un hidrograma y un modelo de propagación.

No es menos cierto que en determinadas circunstancias la aplicación de una forma empírica es la solución correcta, en lugar de sofisticaciones matemático-hidráulicas innecesarias. La ingeniería debe huir del vicio de la "tesis doctoral" como escalón para cada paso que se da. Pero el ingeniero debe saber utilizar las herramientas adecuadas en cada caso. Desarrollamos dos tipos de enfoques para el estudio de la propagación: el hidráulico y el hidrológico.

3.1 Enfoque hidráulico

El enfoque hidráulico consiste en la aplicación de los principios de la mecánica de fluidos, mediante diversos niveles de simplificación, al análisis de la propagación de caudales por los colectores de las redes de alcantarillado. PlanTEAMOS las ecuaciones de Saint-Venant y a continuación una serie de simplificaciones.

(*) Se admiten comentarios sobre el presente artículo que podrán remitirse a la Redacción de esta Revista hasta el 31 de agosto de 1991.

3.1.1 Ecuaciones de Barré de Saint-Venant

El flujo de agua por los colectores es no permanente y no uniforme. No permanente porque varía con el tiempo (variable) y no uniforme porque las propiedades del flujo (calado, velocidad, caudal) no son constantes a lo largo de un colector (variado) pudiendo variar de un modo repentino (rápidamente variado).

El planteamiento más general del fenómeno de propagación se realiza a través del Teorema del Transporte de Reynolds (Ven Te Chow, 1988):

$$dB/dt = d/dt \iiint_V \beta \rho \, dV + \iint_A \beta \rho V \, dA \quad (3.1)$$

que dice lo siguiente: la velocidad total de variación de una propiedad extensiva, B, de un fluido, es igual a la velocidad de cambio de la propiedad extensiva almacenada en un volumen de control (primera integral) más el flujo neto saliente de la propiedad extensiva a través de la superficie de control (segunda integral). En otras palabras, lo que entra menos lo que sale, menos lo que se almacena, tiene que ser igual a la variación de la propiedad extensiva B.

Si la propiedad elegida es la masa, m, ya que la masa ni se crea ni se destruye

$$db/dt = dm/dt = 0 \quad (3.2)$$

llegamos a la ecuación de continuidad de masa

$$\partial Q/\partial x + \partial A/\partial t - q = 0 \quad (3.3)$$

$\partial Q/\partial x$ = variación del caudal con la distancia

$\partial A/\partial t$ = variación del volumen por unidad de longitud en el tiempo

q = aporte lateral de caudal por unidad de longitud

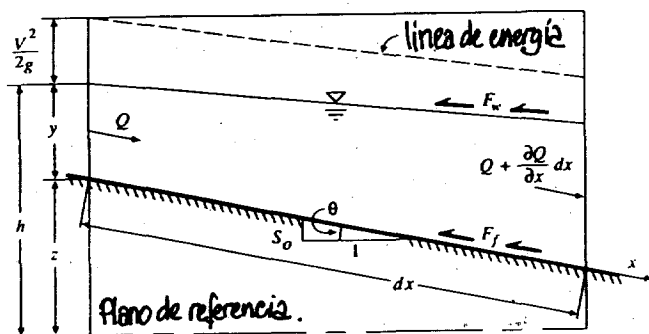


Figura 19. Esquema de equilibrio en un elemento diferencial de flujo.

Si la propiedad extensiva es la cantidad de movimiento, aplicando el Teorema de Reynolds llegamos a

$$1/A \, \partial Q/\partial t + 1/A \, \partial/\partial x (Q^2/A) + g \partial y/\partial x - g(S_0 - S_f) = 0 \quad (3.4)$$

por aplicación del segundo principio de Newton que iguala las fuerzas aplicadas a la velocidad de variación de la cantidad de movimiento almacenada en un volumen de control más la salida neta de cantidad de movimiento a través de la superficie de control.

$1/A \, \partial Q/\partial t$ = variación de la cantidad de movimiento en el volumen de control a lo largo del tiempo (aceleración local).

$1/A \, \partial/\partial x (Q^2/A)$ = variación de la cantidad de movimiento con la distancia (aceleración convectiva).

$g \partial y/\partial x$ = resultante del gradiente de presiones.

$g(S_0 - S_f)$ = resultante de las fuerzas de gravedad y de las de rozamiento.

Las dos ecuaciones diferenciales obtenidas constituyen el sistema de Saint-Venant.

$$\partial Q/\partial x + \partial A/\partial t - q = 0 \quad (3.3)$$

$$1/A \, \partial Q/\partial t + 1/A \, \partial/\partial x (Q^2/A) + g \partial y/\partial x - g(S_0 - S_f) = 0 \quad (3.4)$$

A partir de estas ecuaciones desarrollamos a continuación las simplificaciones más habituales en hidrología urbana.

3.1.2 Fórmula de Manning

Si el flujo es permanente y uniforme, en las ecuaciones 3.3 y 3.4 podemos eliminar todos los términos que impliquen variación a lo largo del tiempo (permanente) y a lo largo del espacio (uniforme), es decir, los afectados por $\partial/\partial t$ y $\partial/\partial x$ respectivamente. En la ecuación 3.3 queda $q=0$, es decir, que no es posible que exista régimen uniforme y permanente si hay aportes laterales de caudal. Subsiste una única expresión no idénticamente nula que es

$$g(S_0 - S_f) = 0 \quad S_0 = S_f \quad (3.5)$$

la cual expresa que de haber aceleraciones o gradiente de presiones, el régimen no sería uniforme y permanente. Este régimen es posible con el simple equilibrio entre las fuerzas de gravedad (S_0) y las de rozamiento (S_f), siendo el

resto de fuerzas nulas. Ese equilibrio permite el planteamiento de diversas fórmulas que explicitan el caudal circulante en función del rozamiento (rugosidad del canal) y la pendiente de la solera. Presentamos la de más amplio uso en hidrología urbana que es la fórmula de Manning

$$Q=(1/n) A R_h^{2/3} S_0^{1/2} \quad (3.6)$$

donde:

Q =caudal circulante, en m^3/seg

R_h =radio hidráulico (área mojada dividida entre perímetro mojado)

n =factor de rugosidad (entre 0.013 y 0.017 habitualmente)

S_0 =pendiente del canal en tanto por uno

A =sección mojada, en m^2

Esta fórmula puede reducirse para tanteos rápidos de órdenes de magnitud de caudal para conductos circulares a sección llena y en buen estado,

$$Q=8D^2(SD)^{1/2} \quad (3.7)$$

donde:

Q =litros por segundo

D =diámetro en decímetros

S =pendiente en tanto por mil

fórmula de fácil aplicación en campo pues el radicando entra habitualmente dentro de los que su raíz cuadrada se sabe de memoria, así como el elevando, siendo posible realizar la operación sin calculadora.

La fórmula de Manning permite conocer el caudal que circula por un conducto en el supuesto de que el caudal que circula por él es constante y que el calado es fijo y paralelo a la solera a lo largo de toda la conducción. Esta situación sencillamente no existe nunca en una red de alcantarillado, sobre todo si está drenando aguas pluviales. Sin embargo, en algunos casos se alejará menos que en otros de la realidad. Por ejemplo, en el caso de drenaje de residuales (caudal poco variable) por conductos de sección constante en tramos largos que mantengan la pendiente y que no estén afectados por condiciones de contorno aguas abajo (mareas, depósitos, colectores con mayor calado), la aplicación de Manning puede dar resultados sensatos.

A pesar de estas limitaciones, la fórmula de Manning se aplica incluso en desarrollos más sofisticados, como es el caso de la resolución

completa de las ecuaciones 3.3 y 3.4, admitiendo su validez en entornos infinitesimales.

3.1.3 Curvas de remanso

Si el flujo no es uniforme, es decir, sus características varían de sección a sección, pero es permanente, es decir, no varían sus características a lo largo del tiempo, conseguimos una reducción de las ecuaciones de Barré de Saint-Venant a una expresión que permite definir la variación de calado a lo largo de la canalización. La descripción de cómo varía el calado a lo largo de una conducción se denomina curva de remanso. Esta descripción es posible mediante la integración de una expresión que deriva de asumir que en 3.3 y 3.4 tienen importancia todos los términos excepto los que suponen variación respecto al tiempo ($\partial/\partial t$), que son nulos

$$\partial Q/\partial x = q \quad (3.8)$$

$$1/A \partial/\partial x (Q^2/A) + g \partial y/\partial x - g(S_0 - S_f) = 0 \quad (3.9)$$

Esta hipótesis implica que existe un equilibrio entre las fuerzas de gravedad (S_0), las de rozamiento (S_f), el gradiente de presiones ($\partial y/\partial x$) y la aceleración convectiva ($\partial (Q^2/A)/\partial x$), equilibrio permanente a lo largo del tiempo. Ello supone que analizado este equilibrio en un instante inicial, habremos definido el flujo para cualquier instante subsecuente: la curva de remanso no varía de forma con el tiempo.

En el caso de que $q=0$, podemos tener la sencilla expresión que permite integrar la curva de remanso (Streeter, 1976):

$$x = \int_{y_1}^{y_2} ((1 - Q^2 T / g A^3) / (S_0 - n^2 Q^2 / A^2 R_h^{4/3})) dy \quad (3.10)$$

donde:

y =calado

T =ancho en superficie de la sección mojada

el resto de variables tal como se han definido hasta ahora

En realidad esta fórmula nos da la distancia que separa los calados y_1 y y_2 , permitiendo una integración indirecta, por tanto, de la curva de remanso.

El dominio de aplicación de esta simplificación es bastante amplio, con una fuerte restricción

para redes de alcantarillado: que no varíen las condiciones de flujo a lo largo del tiempo, es decir, el caudal circulante o las condiciones de contorno. El cálculo de una red en la que entran diferentes hidrogramas de lluvia mediante esta simplificación no es posible, pues existe una alteración a lo largo del tiempo.

No obstante, la sólo aplicación de esta formulación al chequeo de cientos de infraestructuras hidráulicas existentes en nuestro país, demostraría a qué disparates ha llevado la aplicación de Manning (o similares) sin criterio, es decir, en casos en que no era aplicable.

Puesto que 3.10 es fácilmente implementable en calculadoras científicas y ordenadores personales, se recomienda fuertemente su uso para tanteos y chequeos de redes en los que se prevén variaciones de calado importantes por cambios de pendiente o influencia de calados aguas abajo (grandes colectores, ríos o mareas).

3.1.4 Onda cinemática

En la derivación de las curvas de remanso se realizó una hipótesis sobre la poca importancia de la variación temporal de las componentes de las ecuaciones de Saint-Venant, dejando en equilibrio el resto de términos. Existe una hipótesis alternativa que da "mucho juego" en hidrología urbana y es la de suponer que las fuerzas preponderantes en el flujo son la gravedad y el rozamiento, siendo las demás despreciables. Se admite, por otra parte, la variabilidad temporal,

es decir, que el flujo es no permanente o variable. Tendremos por tanto:

$$\partial Q / \partial x + \partial A / \partial t = q \quad (3.3)$$

$$S_0 = S_f \quad (3.5)$$

es decir, un híbrido de Manning (3.5) y la ecuación de continuidad de masa (3.3).

Esta simplificación se denomina "teoría de la onda cinemática" porque al suprimir los términos de presión ($\partial y / \partial x$) y los inerciales (aceleraciones), lo que queda es estrictamente un equilibrio cinemático en el que no entran en juego ni masa ni fuerza. Y se habla de "onda" porque la ecuación permite analizar la velocidad a la que una variación en el flujo, como caudal o calado, viaja a través de la canalización, velocidad denominada "celeridad" que puede ser completamente diferente a la velocidad del fluido.

En la figura, extraída de "Applied Hydrology" de V.T. Chow et al. (1988), se puede ver la diferencia entre lo que apreciaría un espectador situado en un pozo de registro observando un elemento diferencial de colector en el caso de que pasase una onda cinemática o bien una onda dinámica (que analizaremos en apartados posteriores).

En la teoría de la onda cinemática, dentro de un elemento de longitud diferencial la línea de energía es paralela a la solera del colector, siendo el flujo dentro de ese elemento uniforme y permanente.

La teoría de la onda cinemática permite la integración de perfiles de calado variado y variable a lo largo de una canalización a pesar de las asunciones hechas para un elemento diferencial, puesto que de elemento a elemento las características hidráulicas varían. De algún modo se construye una "variedad y variabilidad" a partir de múltiples y distintas "uniformidades y permanencias" que se trasladan a la velocidad de la celeridad de onda a causa de la variación de caudal aguas arriba.

La celeridad de onda es:

$$c = (1/T) (\partial Q / \partial y) = dx / dt \quad (3.11)$$

donde:

C=celeridad de onda

T=ancho en superficie del área mojada

Esta ley fue establecida ya en 1900 por Seddon, basándose en la observación del movimiento de

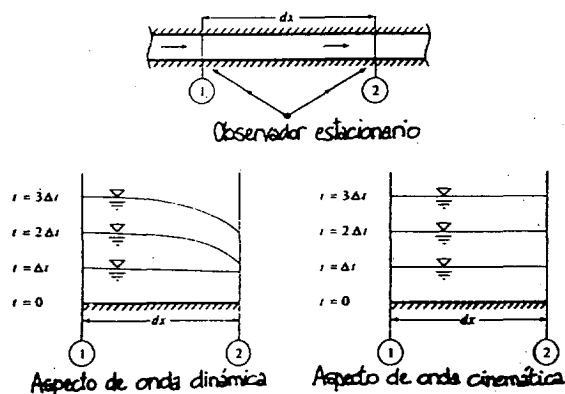


Figura 20. Forma en que un observador estacionario apreciaría los aspectos de una onda cinemática y una onda dinámica (extraído de "Applied Hydrology" de V.T. Chow et al.)

ondas en el río Mississippi. Un observador que viajase a una velocidad C , vería incrementar el caudal a una velocidad $\partial Q/\partial x = q$. Si no hubiese aporte distribuido de caudal ($q=0$), observaría un caudal constante. Tal como indicábamos en 2.2.2.1, el tiempo que tarde en dejarse sentir el efecto de un caudal entrante en la salida de un subsistema de propagación es inferior al calculado en virtud de la velocidad del fluido, ya que la celeridad es mayor que esta última.

Esta simplificación es válida en redes o sectores de alcantarillado en los cuales las pendientes son generosas y no existen efectos de remanso, es decir, no existen ondas que se propaguen aguas arriba debido al efecto de perturbaciones como mareas, conexiones con colectores de mayor calado, etc. La forma de ver la aplicabilidad es chequeando la importancia relativa de los diferentes términos en las ecuaciones de B. de Saint-Venant.

3.1.5 Onda difusiva

En los casos en que las fuerzas de presión, es decir, el gradiente de presiones ($\partial y/\partial x$) es importante, pero las fuerzas inerciales siguen siendo despreciables, puede aplicarse la teoría de la onda difusiva, que consiste en la consideración de los siguientes términos de las ecuaciones generales:

$$\partial Q/\partial x + \partial A/\partial t = q \quad (3.3)$$

$$g \partial y/\partial x - g(S_0 - S_f) = 0 \quad (3.12)$$

El fenómeno que se quiere representar con estas ecuaciones es el de atenuación del caudal punta del hidrograma transportado por una conducción, como resultado de una "dispersión" de la forma del hidrograma total en el tiempo y en el espacio.

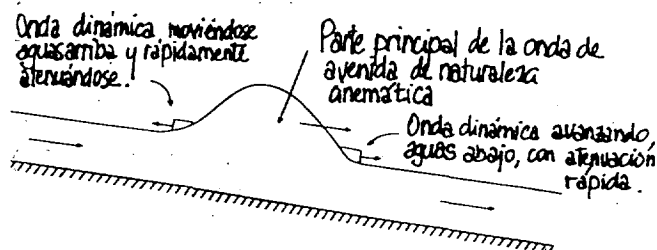


Figura 21. Coexistencia de dos naturalezas ondulatorias en una onda de avenida (extraído de "Applied Hydrology" de V.T. Chow et al.)

En la ecuación 3.11 se asume que los calados de la rama ascendente y descendente de un hidrograma que son iguales, viajan a la misma velocidad. Como los calados mayores viajarán a mayor velocidad, resulta que la rama ascendente del hidrograma aumenta su pendiente en tanto que la descendente (o de recesión) la disminuye. Según la teoría de la onda cinemática la onda no se hace más larga ni se atenua, sino que simplemente se deforma sin variar el caudal punta. Es lógico pensar que si la onda se hace más pendiente por una de sus ramas, aumenten los gradientes de presión ($\partial y/\partial x$) y se genere, por tanto, una dispersión o atenuación del pico.

La teoría de la onda difusiva permite atenuar el caudal punta, el cual no se produce para calado máximo sino en un punto avanzado respecto a éste.

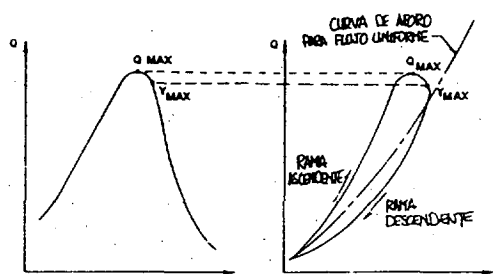


Figura 22. No univocidad de la relación calado-caudal en la teoría de la onda difusiva (extraído de "Kinematic Hydrology" de Stephenson & Meadows).

Como se aprecia en la figura, no existe una curva unívoca calado-caudal en la teoría de la onda difusiva, a diferencia de la teoría de onda cinemática en la que se asume la univocidad.

La teoría de la onda difusiva no es suficiente, no obstante, para representar situaciones en las que sean importantes los efectos de remanso, en cuyo caso hay que acudir a la solución completa de las ecuaciones de Barré de Saint-Venant.

En la práctica, la teoría de la onda difusiva casi no se usa, ya que a nivel computacional presenta una complejidad y exigencias de tiempo de cálculo poco distantes de las requeridas por la teoría de la onda dinámica. De no ser adecuada la teoría de la onda cinemática se suele pasar a la teoría de la onda dinámica.

3.1.6 Onda dinámica

La teoría de la onda dinámica se basa en asumir que todos los términos de las ecuaciones de Barré de Saint-Vénant tienen importancia relativa en el equilibrio del flujo. La aplicación de esta teoría implica resolver el sistema de ecuaciones

$$\partial Q / \partial x + \partial A / \partial t - q = 0 \quad (3.3)$$

$$1/A \partial Q / \partial t + 1/A \partial / \partial x (Q^2/A) + g \partial y / \partial x - g(S_0 - S_f) = 0 \quad (3.4)$$

que es un sistema de ecuaciones en derivadas parciales no lineal e hiperbólico, que no permite la integración analítica. Debe resumirse, por tanto, a su resolución por métodos de cálculo aproximado. Cuando Saint-Vénant planteó en 1871 estas ecuaciones su uso práctico era inabordable por métodos manuales y no fue hasta 1953 que encontraron una aplicación ingenieril para el estudio de propagación de avenidas en el río Ohio, realizada por Stoker, mediante el empleo de computadores.

Las formas de solución, a rasgos generales, es mediante métodos netamente numéricos como las diferencias finitas o por elementos finitos.

El método de las características consiste en transformar el conjunto de dos ecuaciones diferenciales en derivadas parciales en un sistema de cuatro ecuaciones en derivadas totales. Este método existía antes de la aparición de los computadores y permitía una integración gráfica de las ecuaciones. Hoy día las ecuaciones características se resuelven por ordenador.

Se denomina característica el lugar geométrico de los puntos del plano x-t en los que puede

haber discontinuidad de las derivadas espaciales o temporales de las variables dependientes. Estas líneas dividen dos regiones de condiciones físicas diferentes, de modo que la solución en un determinado punto (x,t) al conjunto de 4 ecuaciones citado dependerá sólo de las condiciones iniciales, de las condiciones iniciales y una condición de contorno, o de las condiciones iniciales y dos condiciones de contorno según su ubicación en el plano x-t respecto a las líneas características.

Este método, prácticamente en desuso, provee una profunda visión del fenómeno estudiado y es especialmente recomendable para uso académico; la Escuela de Ingenieros de Caminos de Barcelona desarrolló sobre VAX un modelo denominado MARA (Dolz, Gómez, Bergam 1985) basado en el método de las características, que, probablemente, es de los mejores que existen hoy día en el mundo debido a la cantidad de particularidades que es capaz de tratar y a la potente interface gráfica acoplada.

Los métodos de diferencias finitas implican el reemplazamiento de los términos en derivada continua por cocientes que aproximan la derivada, transformando el conjunto de ecuaciones algebraicas más fáciles de resolver, sean o no lineales.

Existen dos esquemas básicos de resolución en diferencias finitas: el explícito y el implícito. Los métodos explícitos por diferencias finitas usan un valor inicial y la condición de contorno aguas arriba, construyendo la solución intervalo temporal por intervalo temporal para toda la canalización, estando relacionadas directamente las variables en un instante determinado con el valor que tenían en el instante previo de una forma explícita.

De hecho, el método de las características es un método explícito que se apoya en puntos base marcados irregularmente por los cruces de las líneas características en el plano x-t, en tanto que los métodos estrictamente de diferencias finitas se apoyan en cruces de una malla rectangular regular en el plano x-t.

El inconveniente de los métodos explícitos es que están sometidos a restricciones debido a las necesidades de convergencia y estabilidad de la solución. En concreto, el paso de malla Δx y Δt debe cumplir la condición de Courant-Friedrichs-Lewy (CFL) que es la siguiente:

$$\Delta t < \Delta x / \text{abs}(v + c) \quad (3.13)$$

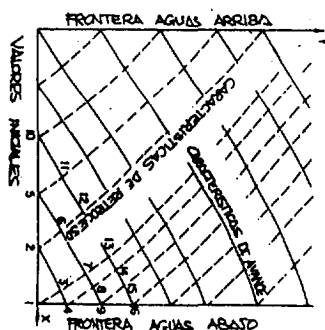


Figura 23. Plano x-t empleado en la aplicación del método de las características, con el trazado de las líneas de apoyo a la integración.

donde "abs" significa valor absoluto, siendo c la celeridad de onda dinámica $(gy)^{1/2}$, donde 'y' es profundidad hidráulica, y 'v' la velocidad del fluido, aunque esta condición no garantiza la estabilidad.

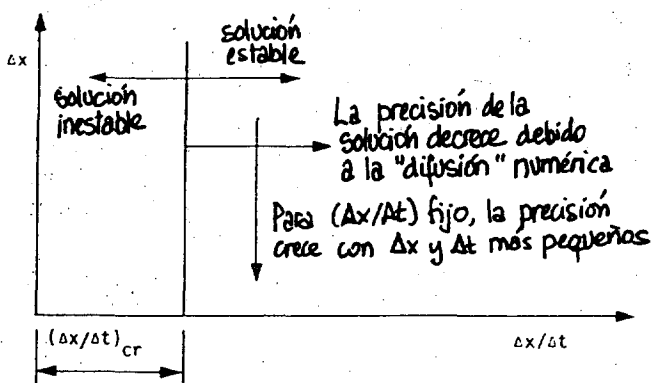


Figura 24. Evolución de la estabilidad y la precisión en los métodos numéricos, en función del incremento de abscisa y el incremento de tiempo.

Los métodos implícitos utilizan el valor inicial y las condiciones de contorno aguas arriba y aguas abajo simultáneamente, resolviendo las ecuaciones para puntos de la malla desconocidos en intervalos temporales posteriores, a diferencia de los métodos explícitos que se apoyan en una solución conocida. La diferencia, en términos sencillos, es la que hay en encontrar el valor de "y" a partir de las siguientes ecuaciones:

$$y = f(x) \quad (3.14)$$

$$g(x, y) = 0 \quad (3.15)$$

la ecuación 3.14 permite encontrar "y" a partir de un valor de "x" directa o explícitamente, en tanto que la ecuación 3.15 obliga a encontrar la raíz de la función g. Y eso es lo que permiten los métodos implícitos: encontrar las raíces de un sistema de ecuaciones implícitas, para lo cual deben usarse técnicas matriciales de localización de ceros por métodos iterativos del tipo Newton-Raphson.

Los métodos implícitos, más complicados matemáticamente, no están sometidos a la condición CFL (ec. 3.13), por lo que permiten estabilidad con pasos temporales mayores, lo cual redundará en una mayor velocidad de computación, y se comportan mejor ante cambios importantes en la geometría de las canalizaciones de sección a sección.

Son los métodos más usados actualmente en los más recientes modelos comerciales de cálculo de redes de alcantarillado que permiten la simulación mediante la teoría de la onda dinámica, como puede ser el modelo danés MOUSE.

3.2 Enfoque hidrológico

Los métodos descritos hasta este punto son métodos que obligan al empleo de una elevada potencia de computación, y de uso común en entornos técnicos bien dotados, como son los de las autoridades a cargo de la planificación y gestión de recursos hidráulicos a gran escala. De hecho todo lo explicado es perfectamente aplicable en hidrología de grandes cuencas, y es de esa experiencia de donde se deriva y particulariza a redes de alcantarillado.

Las autoridades encargadas de los sistemas de drenaje urbano solían disfrutar de entornos técnicos que exigían planteamientos más sencillos. Diversos autores han planteado alternativas que implican el uso de útiles cuyo concepto básico deriva, de nuevo, de la teoría general de sistemas.

Se conceptúa el subsistema de propagación, que puede ser un colector o un conjunto de colectores, como un transformador de una señal de entrada que es un hidrograma que pueda provenir de otro colector aguas arriba, al que está conectado, o bien de una cuenca tributaria.

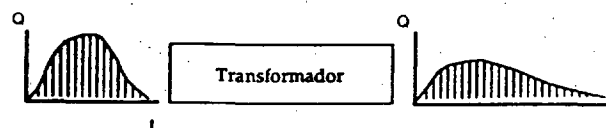


Figura 25. Concepto sistémico aplicado a la transformación que opera un sistema de propagación sobre una señal de entrada que es un hidrograma proveniente de aguas arriba.

Se trata de representar esta transformación de un modo adecuado sin necesidad de entrar en el detalle hidrodinámico de sus microtransformaciones internas. Lleva este enfoque a la modelación tipo "caja negra" (black box), en la cual lo importante es una simulación práctica de la realidad dentro de unos márgenes de error aceptables.

3.2.1 Método de translación de hidrogramas

Conocido también como el método de Time-offset o Time-shift, agrupa a todas aquellas técnicas en las que se simula un decalaje o desplazamiento en el tiempo de los hidrogramas.

La hipótesis básica es que el hidrograma se traslada por el subsistema de propagación sin deformación alguna. En la abscisa $x+\Delta x$ se puede observar el mismo hidrograma que se observó en la abscisa x sólo que desplazado temporalmente un tiempo T , denominado tiempo de desplazamiento (también de decalaje o time-offset).

El parámetro T se obtiene experimentalmente o mediante una ponderación de las velocidades medias del flujo obtenidas mediante una fórmula tipo Chézy o Manning. La aplicación del método del time-offset conduce al mismo resultado que el método de la onda cinemática en el caso de que en éste último se considere la celeridad constante para cualquier calado.

Como en los subsistemas de propagación circulan hidrogramas provenientes de diferentes orígenes que se unen en los nudos que forman la malla de drenaje, es importante conocer la magnitud de los caudales punta, así como sus posiciones temporales relativas, pues una coincidencia de picos puede hacer que un caudal de diseño sea mucho mayor que si esos picos se desfasan tan sólo 5 minutos.

La simple aplicación del método de translación puede aportar una mejora esencial del conocimiento del funcionamiento de una red. En 1983 se aplicó este modelo, implementado en una calculadora programable HP-41, en el Ayuntamiento de Barcelona, como primer paso del proyecto MIRAB (Modelo Informático de la Red de Alcantarillado de Barcelona). El primer efecto práctico fue la toma de conciencia de que el método racional (el usado hasta entonces) no era válido. A falta de herramientas más potentes, se recomienda este método que parece dar buenos resultados allí donde se ha podido establecer una relación experimental.

3.2.2 Modelos tipo Muskingum

Estos modelos han sido contruídos a partir del modelo experimental contruido en el río Muskingum, cuenca central del río Ohio, y consisten en la consideración del sistema de propagación como un pseudo-depósito.

Según el trabajo de Hicks (1943) parece que el volumen almacenado en un tramo de canalización es sensiblemente proporcional al caudal que por él circula. La ley de almacenamiento más general que se puede establecer de tipo lineal es:

$$V_s(t) = k (\alpha Q_e(t) + (1 - \alpha) Q_s(t)) \quad (3.16)$$

donde:

$V_s(t)$: volumen almacenado

$Q_e(t)$: caudal entrante

$Q_s(t)$: caudal saliente

K y α = parámetros

Esta ley se acompaña de la ley de conservación que ya conocemos:

$$d V_s(t)/dt = Q_e(t) - Q_s(t) \quad (3.17)$$

Las ecuaciones 3.16 y 3.17 definen el modelo de Muskingum, donde k es un parámetro con dimensiones de tiempo que representa el "lag-time" entre el hidrograma de entrada y el de salida, es decir, la distancia temporal entre los centros de gravedad de ambos hidrogramas. El parámetro α sirve para dar más peso, bien a las condiciones aguas arriba o bien a las de aguas abajo.

Si hacemos $\alpha=0$ tenemos el modelo de depósito lineal, tal como se planteó en la segunda parte dedicada a la escorrentía, siendo la ecuación de almacenamiento.

$$V_s(t) = k Q_s(t) \quad (3.18)$$

Si se hace $\alpha=1$ tendremos el modelo de Kalinin-Miljukov, cuya ecuación de almacenamiento es:

$$V_s(t) = k Q_e(t) \quad (3.19)$$

El modelo de depósito lineal y el de Kalinin-Miljukov son los extremos de un amplio abanico de posibilidades de variación de α , variación a la cual son muy sensibles los resultados.

3.2.3 Modelo Muskingum-Cunge

Cunge presentó en 1969 una técnica consistente en desarrollar en serie de Taylor los términos de las ecuaciones 3.16 y 3.17 y plantear las igualdades en diferencias finitas, de modo que el caudal en $x=(i+1)\Delta x$ en el instante $t=(j+1)\Delta t$ se puede expresar como:

$$Q(i+1,j+1) = C_1 Q(i,j+1) + C_2 Q(i,j) + C_3 Q(i+1,j) \quad (3.20)$$

donde C_1 , C_2 y C_3 son combinaciones polinómicas de Δt , k y α . Gunge demostró que si k y Δt son tomadas constantes, la ecuación 3.20 es una solución aproximada de las ecuaciones de onda cinemática. En el caso de que:

$$k = \Delta x / c \quad \text{y} \quad \alpha = 0.5 (1 - Q / c T S_o \Delta x) \quad (3.21)$$

donde:

T = ancho en superficie del área mojada

c = celeridad de onda cinemática

el resto de valores como han sido definidos hasta ahora

la ecuación 3.20 resulta ser una solución aproximada de una modificación de la ecuación de onda difusiva, conocida como modelo de Hayami. Para que exista estabilidad numérica en este método, $0 \leq \alpha \leq 0.5$. Para $\alpha = 0.5$, el método simula una simple translación y es equivalente al modelo de onda cinemática. Con $\alpha < 0.5$ se consigue atenuación del caudal punta, ofreciendo las mismas ventajas que el modelo hidrodinámico de onda difusiva. Los valores típicos de α para lechos naturales oscilan entre 0.3 y 0.4, en tanto que en canalizaciones prismáticas α se sitúa entre 0.4 y 0.5.

3.3 Criterios de elección de modelo

Henderson (1963) y Ponce (1978) realizaron un notable trabajo para suministrar criterios a los usuarios sobre qué modelo usar en cada caso. En términos de pendiente de la canalización, se aconseja la onda cinemática para pendientes pronunciadas, la onda difusiva para pendientes débiles y pronunciadas (y por tanto Muskingum-Cunge) y la onda dinámica para todo tipo de pendientes, si bien no se aportan criterios específicos sobre qué es pendiente pronunciada y qué es pendiente débil. No obstante se pueden considerar como pronunciadas aquellas pendientes que causan números de Froude estrictamente mayores que la unidad siendo débiles aquellas en que el número de Froude es estrictamente menor que la unidad.

En términos de ingeniería práctica, podemos establecer 3 categorías o niveles de necesidad. En el primer nivel, nivel I, tendríamos los trabajos de tanteo rápido o diseños de inversión muy reducida y pérdidas prácticamente nulas en caso de infradimensionamiento. Para este nivel se aconseja Manning o similares.

En un segundo nivel, nivel II, consideramos

aquellos trabajos que exigen el establecimiento de grandes directrices de drenaje (Planes Especiales de Alcantarillado, según la Ley del Suelo), o bien el diseño constructivo de colectores en zonas de pendiente generosa. En estos casos se recomienda el uso del modelo de onda cinemática o bien Muskingum-Cunge.

En el tercer nivel, nivel III, tendríamos aquellos casos en que se requiera una descripción detallada de la evolución de calados y caudales en redes complejas con obras singulares y alto nivel de mallado, así como coexistencia de zonas de pendiente generosa con zonas de pendiente exigua. En estos casos se recomienda el empleo del modelo de onda dinámica.

3.4 Conclusiones

Tras la revisión de los diferentes métodos de estudiar la propagación, vuelve a producirse la misma sensación que cuando revisamos los métodos de simular la escorrentía, donde veíamos que existía como un concepto central, muy potente en cuanto a su aplicación práctica, que era el concepto del depósito lineal.

En el caso de la propagación percibimos un concepto dentro del enfoque hidrológico igualmente potente que es el modelo de Muskingum-Cunge. Como hemos comentado, este método es buena aproximación incluso de la teoría de onda difusiva, que es la simplificación más cercana a la solución completa de las ecuaciones de B. de Saint-Venant, y pertenecen al enfoque hidráulico.

La versatilidad de Muskingum-Cunge es tal que puede servir como método de Time-Offset escogiendo $\alpha = 0.5$. Ya mencionamos anteriormente que el modelo de desplazamiento o Time-Offset, que lo hemos incluido dentro del enfoque hidrológico, no es más que el modelo de onda cinemática en el caso de que la celeridad de onda se considere constante a lo largo del tiempo (restricción que no impusimos al explicar esta teoría).

Se concluye que una buena comprensión de este modelo hidrológico permitirá, con toda seguridad, un importante avance en cuanto a las técnicas de estudio de la propagación de caudales por las redes de alcantarillado.

Es necesario, en cualquier caso, comenzar a construir bases de datos sobre resultados de observaciones en distintas redes de alcantarillado

que permitan establecer reglas de buena práctica en cuanto a la simulación de sistemas de drenaje en nuestro país. Obviamente, estas observaciones exigen la instalación de sistemas de monitorización de niveles y/o caudales en red, cuyo coste, hoy día, es perfectamente asumible por las corporaciones locales aunque una ayuda de las administraciones autonómicas o centrales sería de especial valor, sobre todo en cuanto al establecimiento de estándares y coordinación de esfuerzos de investigación aplicada.

BIBLIOGRAFIA

AJUNTAMENT DE BARCELONA-CORPORACIO METROPOLITANA DE BARCELONA. Pla Especial de Clavegueram de Barcelona i el seu àmbit hidrològic. Barcelona 1988.

DOLZ, J., GOMEZ, M., BERGA, L. "Development of a hydraulic numerical model for sewer networks of Barcelona". Proceedings of IV Int. Conference in Urban Storm Drainage. 1987. pp.231-236.

COLLIER, G.G. Remote sensing for Hydrological forecasting. *Facets of Hydrology II*. Wiley. ISBN 0 471 01359 5 (v.1).

DESBORDES, M. Réflexions sur les méthodes de calcul des réseaux urbains d'assainissement pluvial. Thèse de Docteur Ingénieur. Université des Sciences et Techniques du Languedoc. 1974.

DOOGE, J.C. *Linear Theory of Hydrologic Systems*. United States Department of Agriculture. Technical Bulletin No. 1468. 1973.

HICKS, W.I. "A method for computing urban runoff" Transactions of the American Society of Civil Engineers. Paper nº 2230. 1943.

IAWPRC. *Rainfall as the basis for urban run-off design and analysis*. Pergamon Press. ISBN 0-08-031506-2.

MINISTERE DE L'INTERIEUR. Instruction technique relative aux réseaux d'assainissement des agglomérations. Imprimerie Nationale. 1977. Paris.

PANOFISKY, H.A. "The atmosphere". *Engineering Meteorology*. Elsevier. ISBN 0-444-41972-1.

PRUPPACHER, H.R. "Cloud and precipitation physics". *Engineering Meteorology*. Elsevier. ISBN 0-444-41972-1.

STEPHENSON & MEADOWS. *Kinematic Hydrology*. Elsevier. ISBN 0-444-42616-7.

THIBAUT, S. *Sciences et Techniques de l'Assainissement*. Tome 1. Laboratoire Méthodes. INSA. Lyon.

VAZQUEZ, R., REDAÑO, A., LORENTE, J. "Curvas IDF Barcelona-Fabra". Revista de Obras Públicas. Febrero de 1987.

VAZQUEZ, R. "Diseño hidráulico de conductos de saneamiento urbano". Revista de Obras Públicas. Septiembre de 1985.

VAZQUEZ, R., RAYON, F., REVERTE, J. "El control de fugas". *Sistemas hidráulicos a presión*. Conselleria d'Agricultura i Pesca de la Gen. Valenciana. 1990. ISBN 84-7579-961-2.

VEN TE CHOW, MAIDMENT & MAYS. *Applied Hydrology*. Mc Graw Hill. ISBN 0-07-010810-2.

Código: AUTOR. "Artículo". Nombre del libro.