

# Hidrología Superficial (III): Relación Precipitación - Escorrentía

Uno de los objetivos principales de la Hidrología Superficial es calcular la escorrentía se va a generar si se produce una precipitación determinada (calcular el *hidrograma* que va a generar un *hietograma*). El tema es muy complejo y se plantean actuaciones diversas:

- **Un evento concreto o el proceso continuo:** A veces estudiamos qué caudales generará cierta precipitación, o bien queremos conocer el proceso de un modo continuo, por ejemplo, el funcionamiento de la cuenca a lo largo de un año.
- **Precipitaciones reales o supuestas:** Podemos desear calcular los caudales generados por unas precipitaciones reales o bien trabajamos con una *tormenta de diseño* para calcular el *hidrograma de diseño*. Si se va a construir una obra (canal, presa,...) debe hacerse sobre caudales teóricos que calculamos que se generarán por unas precipitaciones teóricas que se producirán una vez cada 100 años.

En el estudio de una cuenca real con datos reales es necesario utilizar un modelo en ordenador, en el que se introducen las características físicas de la cuenca. En otras ocasiones es posible abordar el problema manualmente.

Muy esquemáticamente, las fases del proceso son las siguientes (los números **1** a **6** del esquema que se presenta en la página siguiente):

- 1, 2.** *Separación de la lluvia neta* (calcular qué parte de la precipitación caída va a generar escorrentía superficial)<sup>1</sup>. (Ver la Práctica "*Cálculo de la Precipitación Neta por el método del SCS.*")
- 3, 4.** *Cálculo de la escorrentía producida por esa precipitación neta*. Existen diversos métodos: Método Racional, Hidrogramas sintéticos, Hidrograma Unitario,... El hidrograma calculado se suma al caudal base, si existía previamente
- 5.** Cálculo de la variación del hidrograma calculado en el paso anterior a medida que circula a lo largo del cauce; esto se denomina "*tránsito de hidrogramas*", y no lo vamos a tratar aquí. (Ver el tema "*Tránsito de hidrogramas*")
- 6.** Opcionalmente, y teniendo en cuenta la geometría del cauce en una zona concreta, calcular la altura que alcanzará el agua, y, por tanto, **las áreas que quedarán inundadas** cuando el hidrograma calculado en los pasos anteriores pase por allí. Se pueden realizar cálculos aproximados de la sección inundable, pero para un cálculo fiable es necesario utilizar el programa HEC-RAS.

En este tema vamos a abordar de modo simplificado el punto **3**, es decir: suponiendo que tenemos datos de precipitación neta, calcular el hidrograma que se genera; aunque en uno de los procedimientos (el "*Método Racional*") se incluye la apreciación del punto **1**: evaluar qué parte de la precipitación genera escorrentía directa.

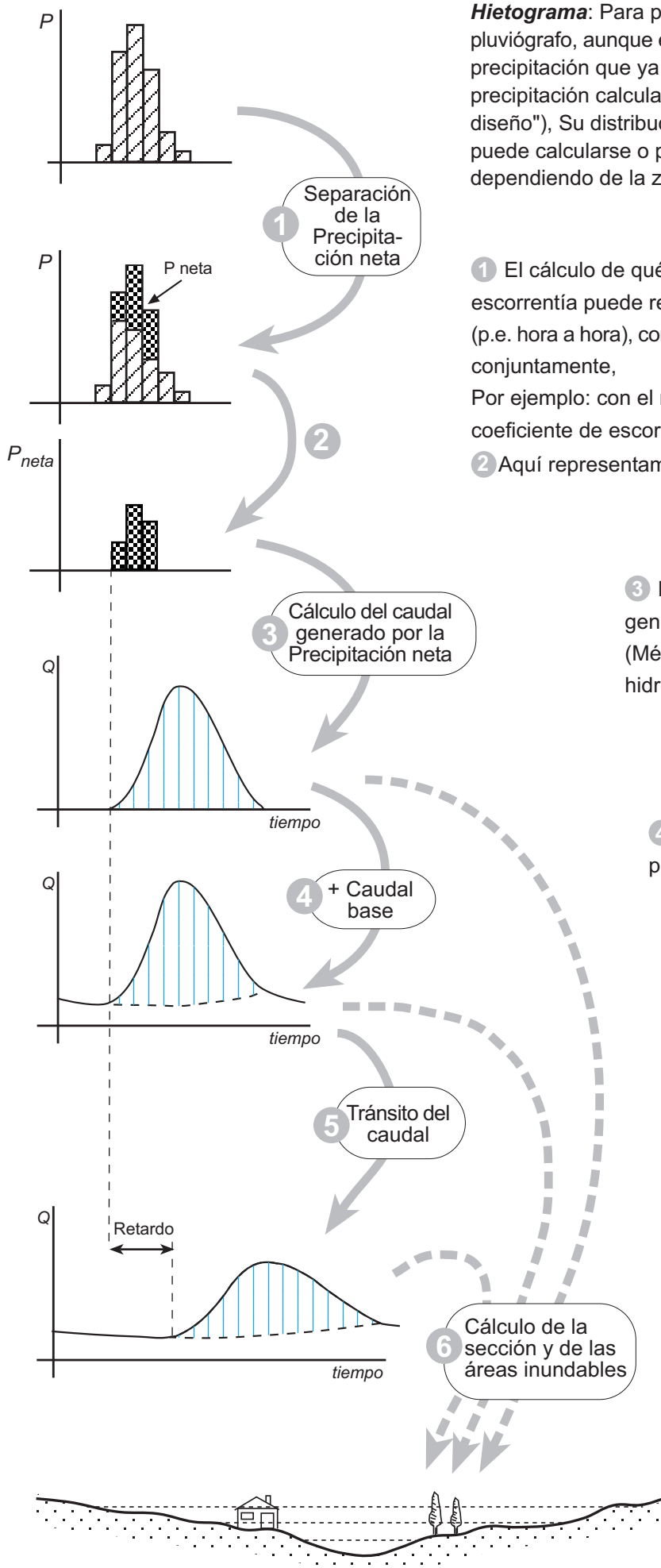
---

<sup>1</sup>Para este concepto se utilizan también las denominaciones: *Precipitación eficaz, efectiva, o en exceso* (traducción literal del inglés); o *lluvia eficaz, etc.*

En inglés: *excess rainfall, effective rainfall, net rainfall* (o *excess precipitation, etc*)

Francés: *pluie excédentaire, pluie utile, pluie efficace, pluie nette.*

**Hietograma:** Para precipitaciones reales se obtiene de un pluviógrafo, aunque estos cálculos no suelen realizarse con una precipitación que ya sucedió sino con intensidades de precipitación calculadas estadísticamente ("precipitaciones de diseño"), Su distribución en el tiempo (la forma del hietograma) puede calcularse o puede estar catalogada previamente dependiendo de la zona geográfica.



1 El cálculo de qué parte de la precipitación va a generar escorrentía puede realizarse para cada incremento de tiempo (p.e. hora a hora), como indica el dibujo, o para todo el aguacero conjuntamente,

Por ejemplo: con el método SCS o simplemente aplicando un coeficiente de escorrentía calculado o estimado.

2 Aquí representamos la precipitación neta separadamente

3 En esta fase calculamos el hidrograma generado por la precipitación neta (Método Racional, hidrogramas sintéticos, hidrograma unitario)

4 Le añadimos el caudal básico si existía previamente

5 Si el hidrograma calculado aún debe recorrer cierta distancia hasta llegar a la zona de interés, debemos calcular el **tránsito de la avenida: retardo y atenuación** –disminución del caudal punta– (p.e.: método Muskingum)

6 El hidrograma calculado (y, en su caso, transitado) provocará una altura de inundación que dependerá de la geometría del cauce (y de sus áreas colindantes), de la pendiente, del tipo de cauce, etc (Programa HEC-RAS, o aproximación con la fórmula de Manning)

Algunos procesos de cálculo que estudiamos a continuación mezclan algunas de las fases que acabamos de diferenciar. Por ejemplo, como indicamos más arriba, el *método Racional* engloba los pasos 1 y 3 (evalúa qué parte de la lluvia es neta y la convierte en caudal), o el método de Clark básicamente trabaja la fase 3, pero considerando la 5 (calcula el caudal teniendo en cuenta el *tránsito* del mismo a lo largo de la cuenca).

## Cálculo de la Precipitación neta

Como se indica en el esquema anterior, en la fase 1 debemos separar qué parte de la precipitación total va a generar escorrentía directa. El resto de la precipitación se denominan *abstracciones* (en inglés, *loss*, pérdidas); esta parte, las abstracciones, puede haber quedado retenida sobre la vegetación (*intercepción*), retenida en depresiones superficiales, o bien se ha infiltrado en el suelo.

En muchos textos (concretamente en el modelo HMS, que comentamos al final de este tema), se refieren a esta etapa como de cálculo de las pérdidas (*Loss*).

El cálculo de la P neta puede abordarse a partir del estudio de la infiltración: medidas, ecuaciones y modelos que reflejan la capacidad de infiltración y su evolución con el tiempo.

Más sencilla es la evaluación del S.C.S., que, mediante tablas y ecuaciones sencillas, evalúa el porcentaje de precipitaciones que produce escorrentía directa, en función de los siguientes factores: (1) Tipo de suelo; distingue sólo 4 tipos. (2). Utilización de la tierra: pastizal, cultivo, bosque, urbanizado,...(3) Pendiente (4) Humedad previa del suelo, basada en las precipitaciones producidas durante los 5 días anteriores.

(Ver el documento "Cálculo de la Precipitación Neta con el método del S.C.S." en la sección "Prácticas Superficial").

Una modificación de esta metodología es la que utiliza la norma española 5.2-IC, que aplica el método racional incluyendo el cálculo de la precipitación neta (Anexo I).

## Tiempo de concentración

El tiempo de concentración puede definirse como el tiempo mínimo necesario para que todos los puntos de la superficie de la cuenca contribuyan **simultáneamente** al caudal recibido en la salida. Efectivamente, si el tiempo es un poco menor, cuando lleguen las gotas caídas en los puntos más alejados, la superficie próxima a la salida ya no está aportando escorrentía.

Para los diversos cálculos que veremos a continuación necesitaremos conocer el **tiempo de concentración** de la cuenca. Se han desarrollado numerosas fórmulas que proporcionan una aproximación de este parámetro. La más utilizada en España es la que se incluye en la **Instrucción de carreteras 5.2-IC** (Ministerio de Fomento, 2016):

$$t_c = 0,3 \cdot \frac{L^{0,76}}{S^{0,19}} \quad (1) \quad \text{donde:} \quad \begin{array}{l} t_c = \text{tiempo de concentración (horas)} \\ L = \text{longitud del cauce (km.)} \\ S = \text{pendiente media (m/m)} \end{array}$$

Otras expresiones del tiempo de concentración son las siguientes:

**Kirpich** (en Wanielista, 1997, modificada aquí a unidades métricas):

$$t_c = 3,98 \cdot \left( \frac{L}{S^{0,5}} \right)^{0,77} \quad (2) \quad \text{donde:} \quad \begin{array}{l} t_c = \text{tiempo de concentración (minutos)} \\ L = \text{longitud del cauce (km.)} \\ S = \text{pendiente media (m/m)} \end{array}$$

**Bransby Williams** (en Pilgrim y Cordery, 1993)

$$t_c = 14,6 \cdot L \cdot A^{-0,1} \cdot S^{-0,2} \quad (3) \quad \text{donde:} \quad \begin{array}{l} t_c = \text{tiempo de concentración (minutos)} \\ L = \text{longitud del cauce (km.)} \end{array}$$

$$S = \text{pendiente media (m/m)}$$

$$A = \text{superficie de la cuenca (km}^2\text{)}$$

Los resultados de estas fórmulas difieren alarmantemente. Cada una de ellas fue obtenida utilizando datos empíricos de determinados países o regiones. Por tanto deben manejarse con precaución.

Como ejemplo: Para una cuenca de 200 km<sup>2</sup> de superficie, pendiente media = 0,008 y longitud del cauce 25 km. se obtienen los siguientes valores del tiempo de concentración:

Kirpich: 305 minutos, Bransby: 564 minutos, Ministerio Fomento: 520 minutos

## Método racional

Recibe este nombre la primera aproximación, la más sencilla, para evaluar el caudal que producirá una precipitación. (Mediante este método realizaremos los procesos ① a ③ del esquema de la página 2).

Supongamos una precipitación constante de intensidad  $I$  (mm/hora) que cae homogéneamente sobre una cuenca de superficie  $A$  (km<sup>2</sup>). Si toda el agua caída produjera escorrentía, el caudal generado sería:

$$Q \text{ (m}^3\text{/hora)} = I \text{ (mm/hora)} \cdot 10^{-3} \cdot A \text{ (km}^2\text{)} \cdot 10^6 \quad (4)$$

(Con 10<sup>-3</sup> convertimos mm./hora en metros/hora y con 10<sup>6</sup> pasamos km<sup>2</sup> a m<sup>2</sup>. Así el producto es m<sup>3</sup>/hora)

Para que el caudal se obtenga en m<sup>3</sup>/seg, dividimos por 3600 segundos que tiene una hora y la expresión (4) quedaría de este modo:

$$Q \text{ (m}^3\text{/seg)} = I \text{ (mm/hora)} \cdot A \text{ (km}^2\text{)} / 3,6 \quad (5)$$

En este cálculo hemos supuesto que la intensidad  $I$  era intensidad de precipitación neta. Si  $I$  es precipitación real, solamente una parte generará escorrentía: debemos aplicar un coeficiente de escorrentía  $C$ , con lo que finalmente, la fórmula (5) resultaría:

$$Q = \frac{C \cdot I \cdot A}{3,6} \quad (6)$$

donde:  $Q$  = caudal (m<sup>3</sup>/seg)

$C$  = coeficiente de escorrentía (típicamente 0,1 a 0,7)

$I$  = intensidad de precipitación (mm/hora)

$A$  = superficie de la cuenca (km<sup>2</sup>)

Muchos textos de hidrología ofrecen tablas de valores aproximados del coeficiente  $C$  para distintos usos del suelo (cultivos, bosques, terreno pavimentado, etc.).

En este método no consideramos el tiempo, no nos proporciona la forma del hidrograma: es un cálculo en régimen permanente y sólo calculamos el caudal constante que se obtendría como resultado de una precipitación constante.

Como lo hemos visto aquí, por su simplicidad, el método racional solamente puede servir para obtener una estimación del caudal en cuencas pequeñas y con precipitaciones cortas y homogéneas.

Para la aplicación real de este método de acuerdo con la normativa española, ver el **Anexo I**.

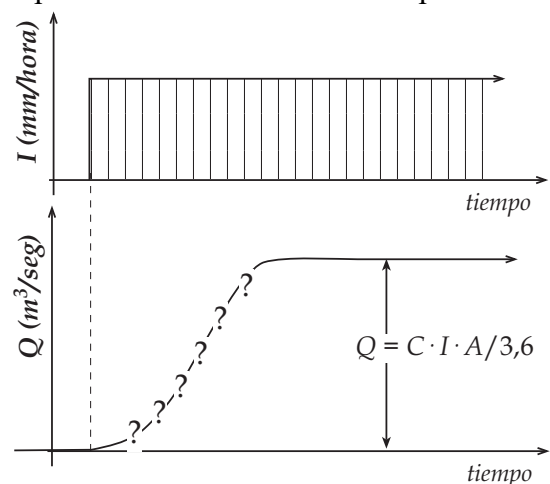
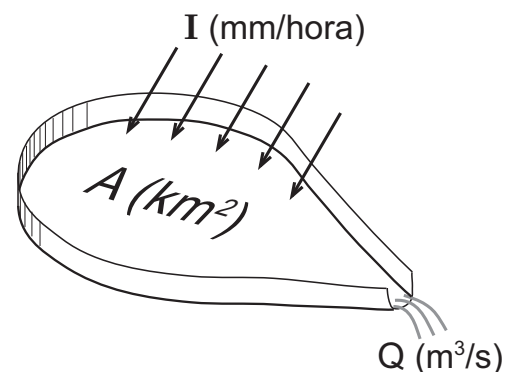


Fig. 2.- El método racional supone una intensidad de precipitación constante

Para tener una idea aproximada de la respuesta de una *cuenca pequeña* a unas *precipitaciones cortas y homogéneas*, podemos utilizar algunas fórmulas empíricas que, basándose en características físicas de la cuenca (superficie, pendiente media, longitud del cauce,...) proporcionan una idea del hidrograma resultante. Entre las numerosas

aproximaciones que encontramos en la bibliografía, vamos a referir resumidamente la del S.C.S. (Soil Conservation Service)<sup>2</sup> y la de Témez (1987, en Ferrer, 1993).

La forma del hidrograma se esquematiza como un triángulo (Figura 3), lo que, a pesar de su excesiva simplicidad, nos proporciona los parámetros fundamentales del hidrograma: el caudal punta ( $Q_p$ ), el tiempo base ( $t_b$ ) y el tiempo en el que se produce la punta ( $t_p$ ). En la misma figura 3 se señalan la duración de la precipitación neta ( $D$ ) y el tiempo de retardo o respuesta ( $t_r$ ), en inglés *lag*.

En el cálculo de un hidrograma sintético se introduce *precipitación neta*.

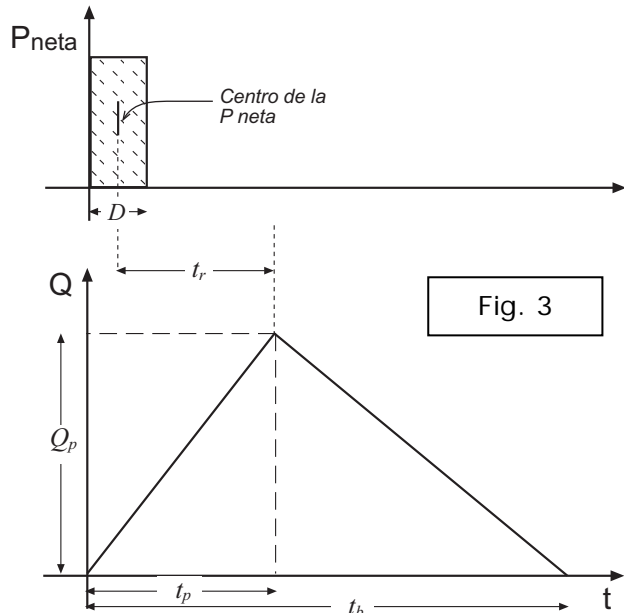


Fig. 3

### Hidrograma triangular del SCS

Esquematisando un hidrograma como un triángulo, para dibujarlo necesitamos las coordenadas de la punta del hidrograma (tiempo de punta y caudal de punta) y la abcisa del punto final (tiempo base). Estos valores se consiguen con estas expresiones:

Tiempo de la punta (horas):

$$t_p = 0,5 \cdot D + t_r \approx 0,5 \cdot D + 0,6 \cdot t_c \quad (7)$$

Tiempo base (horas):

$$t_b = 2,67 \cdot t_p \quad (8)$$

Caudal de la punta ( $\text{m}^3 / \text{seg}$ ):<sup>3</sup>

$$Q_p = \frac{P \cdot A}{1,8 \cdot t_b} \quad (9)$$

$t_p$  = tiempo de la punta (horas)

$D$  = Duración de la precipitación neta (horas)

$t_r$  = tiempo de retardo, *Lag* (horas)

$t_c$  = tiempo de concentración (horas)

$t_b$  = tiempo base (horas)

$Q_p$  = Caudal de la punta ( $\text{m}^3 / \text{seg}$ )

$P$  = precipitación neta (mm.)

$A$  = superficie de la cuenca ( $\text{km}^2$ )

La primera parte de la expresión (7) se obtiene observando la figura 3. La segunda parte de (7) se basa en que empíricamente se promedia que el *lag* es aproximadamente el 60% del tiempo de concentración.

El coeficiente 2,67 de la ecuación (8) es una proposición empírica del SCS que refleja que en promedio el descenso es 1,67 veces mayor que la crecida (la parte derecha del triángulo es más ancha que la parte

<sup>2</sup> Aparece en todos los textos de Hidrología Superficial. Por ejemplo: Wanielista (1997), pág. 216; Pilgrim y Cordery (1993), pág. 9.21. El antiguo S.C.S. corresponde al actual National Resources Conservation Service.

<sup>3</sup> Esta expresión del caudal de la punta ( $Q_p$ ) se obtiene igualando el volumen de agua precipitado (altura de precipitación x superficie de la cuenca) al área comprendida bajo el triángulo (área de un triángulo = base x altura / 2; es decir:  $t_b \cdot Q_p / 2$ ). Igualando:  $P \cdot A = t_b \cdot Q_p / 2$ , y se despeja  $Q_p$ . Operando para introducir en la fórmula  $P$  en mm,  $A$  en  $\text{km}^2$  y pasar  $t_b$  de horas a seg (3600 seg/hora), se obtiene la fórmula de  $Q_p$

izquierda). Si este factor es mayor, el tiempo base será mayor y el caudal punta menor (ya que el área del triángulo debe ser la misma). Wanielista (1997) propone los siguientes valores para ese factor “tiempo de descenso / tiempo de punta” (parte derecha/parte izquierda):

Zona urbana, pendientes pronunciadas .....	1,25 ;	$t_b = 2,25 \cdot t_p$
Promedio SCS.....	1,67 ;	$t_b = 2,67 \cdot t_p$
Mezcla rural/urbano.....	2,25 ;	$t_b = 3,25 \cdot t_p$
Rural, colinas .....	3,33 ;	$t_b = 4,33 \cdot t_p$
Rural, pendientes suaves.....	5,5 ;	$t_b = 6,5 \cdot t_p$
Rural, muy plano .....	12 ;	$t_b = 13 \cdot t_p$

La fórmula (9) se obtiene igualando el volumen de agua precipitado (altura de precipitación · superficie de la cuenca) al área comprendida bajo el triángulo (base · altura /2; es decir:  $t_b \cdot Q_p / 2$ ).

Igualando:  $P \cdot A = t_b \cdot Q_p / 2$ , y se despeja  $Q_p$ . Operando para introducir en la fórmula  $P$  en mm,  $A$  en km<sup>2</sup> y pasar  $t_b$  de horas a seg (3600 seg/hora), se obtiene la fórmula de  $Q_p$

### Hidrograma adimensional del SCS

Conseguido el hidrograma en forma de triángulo, conviene darle una forma similar a la de los hidrogramas reales. Esto se consigue con el hidrograma adimensional.

Considerando una gran cantidad de hidrogramas, y convirtiendo sus coordenadas de modo que las coordenadas de la punta en todos fueran  $Q_p = 1$  y  $t_p = 1$ , (es decir, haciéndolos del mismo tamaño), los técnicos del SCS observaron que la mayoría de los hidrogramas de crecida tenían una forma similar a la de la figura 4 cuyas coordenadas se reflejan en la tabla adjunta.

Si disponemos de los datos de la punta del hidrograma (sus coordenadas:  $t_p$  y  $Q_p$ ), mediante la tabla adjunta podremos dibujar el hidrograma resultante en toda su extensión y con una forma similar a la que puede esperarse en una cuenca real, en lugar de un geométrico triángulo.

$t / t_p$	$Q / Q_p$	$t / t_p$	$Q / Q_p$
0,0	0	1,4	0,75
0,1	0,015	1,5	0,65
0,2	0,075	1,6	0,57
0,3	0,16	1,8	0,43
0,4	0,28	2,0	0,32
0,5	0,43	2,2	0,24
0,6	0,60	2,4	0,18
0,7	0,77	2,6	0,13
0,8	0,89	2,8	0,098
0,9	0,97	3,0	0,075
1,0	1,00	3,5	0,036
1,1	0,98	4,0	0,018
1,2	0,92	4,5	0,009
1,3	0,84	5,0	0,004

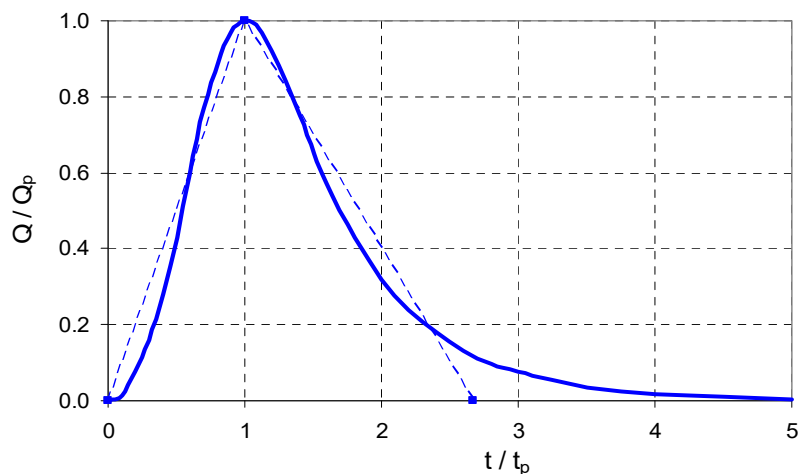


Figura 4

### Hidrograma de Témez

Es similar al del SCS, la principal diferencia es la apreciación del tiempo de retardo a partir del tiempo de concentración. Su cálculo es el siguiente (Ferrer, 1993, p.41) :

Tiempo de retardo (horas):

$$t_r = \frac{3}{8} t_c - \frac{1}{8} D$$

(o simplificando:)  $t_r = 0,35 \cdot t_c$

Tiempo de la punta (horas):

$$t_p = 0,5 \cdot D + t_r$$

$t_r$  = tiempo de retardo, *Lag* (horas)

$t_c$  = tiempo de concentración (horas)

$D$  = Duración de la precipitación neta (horas)

$t_p$  = tiempo de la punta (horas)

Tiempo base (horas):

$$t_b = D + t_c$$

Caudal de la punta ( $m^3 / \text{seg}$ ):

$$Q_p = \frac{P \cdot A}{1,8 \cdot t_b}$$

$Q_p$  = Caudal de la punta ( $m^3 / \text{seg}$ )

$t_b$  = tiempo base (horas)

$P$  = precipitación neta (mm.)

$A$  = superficie de la cuenca ( $km^2$ )

## Hidrograma Unitario

Se trata de un concepto fundamental al abordar el problema de calcular la escorrentía que producirán unas precipitaciones determinadas. Fue propuesto por Sherman en 1932.

El Hidrograma Unitario de una cuenca es el hidrograma de **escorrentía directa** que se produciría en la salida de la cuenca si sobre ella se produjera una **precipitación neta unidad** de una duración determinada (por ejemplo, 1 mm. durante 1 hora) (Figura 5).

Esa precipitación debe producirse con intensidad constante a lo largo del periodo considerado y repartida homogéneamente en toda la superficie de la cuenca.

La definición original (y que se encuentra actualmente en los textos anglosajones) se refiere a la escorrentía producida por una precipitación neta de **una pulgada** durante una duración cualquiera. Así, se habla del HU de 1 pulgada durante 2 horas o cualquier otra unidad de tiempo. En unidades métricas nos referiremos a una **precipitación unidad** de **1 mm.** o de **1 cm.**

Si en una cuenca determinada disponemos del hidrograma unitario de 1 mm en 1 hora, podremos construir el hidrograma producido por cualquier precipitación. Por ejemplo, si llueve 2 mm. durante 1 hora, bastará multiplicar por 2 las ordenadas de todos los puntos del hidrograma (fig. 6, izquierda)

Análogamente, si disponemos del hidrograma unitario de esa cuenca y llueve 1 mm. durante 2 horas, bastará dibujar dos hidrogramas unitarios desplazados 1 hora en sentido horizontal y sumar las ordenadas de sus puntos (Figura 6, derecha).

Estas dos propiedades, expresadas en la Figura 6 se conocen, respectivamente, como *propiedad de afinidad* y *propiedad de aditividad* del hidrograma unitario.

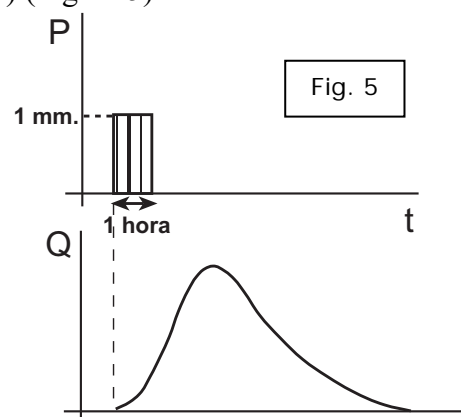


Fig. 5

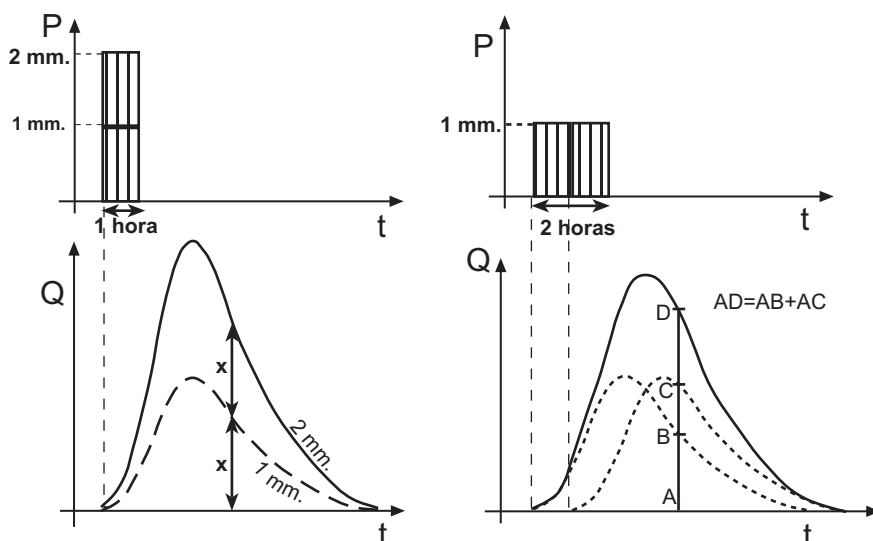


Fig. 6

Ambas propiedades pueden utilizarse combinadas. Por tanto, en un caso real, y si conocemos el hidrograma unitario de nuestra cuenca, podríamos dibujar fácilmente el hidrograma que se produciría con cualesquiera precipitaciones, por ejemplo: 1ª hora = 2,5 mm.; 2ª hora = 4,2 mm. 3ª hora = 1,8 mm (Hietograma de la Figura 7.a).

Para aplicar este procedimiento a un caso real, en una cuenca concreta, es necesario solucionar previamente dos difíciles cuestiones: **1.** Construir el hidrograma unitario para esa cuenca. **2.** Calcular las precipitaciones efectivas a partir de los datos de precipitación total proporcionados por los pluviógrafos, pues los hietogramas de las figuras anteriores se refieren exclusivamente a Precipitación neta.

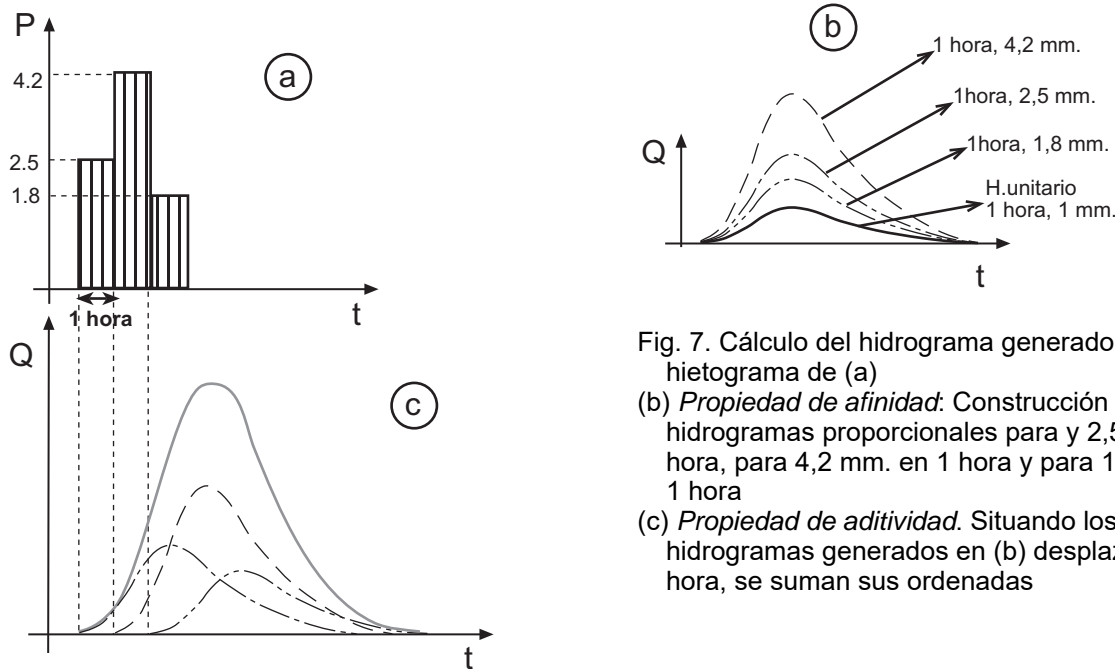


Fig. 7. Cálculo del hidrograma generado por el hietograma de (a)  
 (b) *Propiedad de afinidad*: Construcción de los hidrogramas proporcionales para y 2,5 mm. en 1 hora, para 4,2 mm. en 1 hora y para 1,8 mm. en 1 hora  
 (c) *Propiedad de aditividad*. Situando los hidrogramas generados en (b) desplazados 1 hora, se suman sus ordenadas

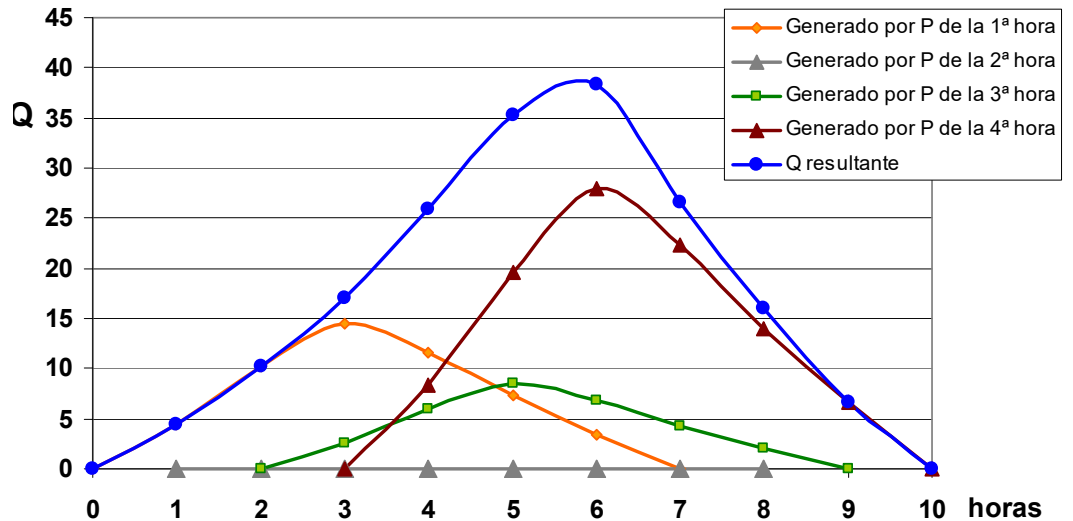
**Aplicación numérica del HU. Ejemplo:** Calcular el hidrograma generado por la precipitación 2,9-0,0-1,7-5,6 mm. ( $\Delta$ tiempo=1 hora) si conocemos el HU de esa cuenca, que está expresado en la 2ª columna de la tabla:

El cálculo se dispone como se indica en la tabla: una columna por cada hora de precipitación. La columna “HU” se multiplica por 2,9 y los resultados se incluyen en su columna (son las ordenadas del hidrograma generado por una precipitación de 2,9 mm en 1 hora. Análogamente, se multiplican los valores del HU por las sucesivas precipitaciones (principio de afinidad), pero desplazando los resultados una casilla hacia abajo, ya que cada precipitación comienza una hora después.

t (horas)	HU	2,9	0	1,7	5,6	Q total
0	0,0	0,0				0
1	1,5	4,4	0,0			4,4
2	3,5	10,2	0,0	0,0		10,2
3	5,0	14,5	0,0	2,55	0,0	17,1
4	4,0	11,6	0,0	5,95	8,4	26,0
5	2,5	7,3	0,0	8,5	19,6	35,4
6	1,2	3,5	0,0	6,8	28,0	38,3
7	0,0	0,0	0,0	4,25	22,4	26,7
8			0	2,04	14,0	16,0
9				0,0	6,7	6,7
10					0,0	0,0



Finalmente, se suman en horizontal (resultados en la última columna), consiguiendo las ordenadas del hidrograma resultante. La representación gráfica de este cálculo aparece en la figura adjunta:



## Construcción del Hidrograma Unitario

### A partir de datos de lluvias y caudales

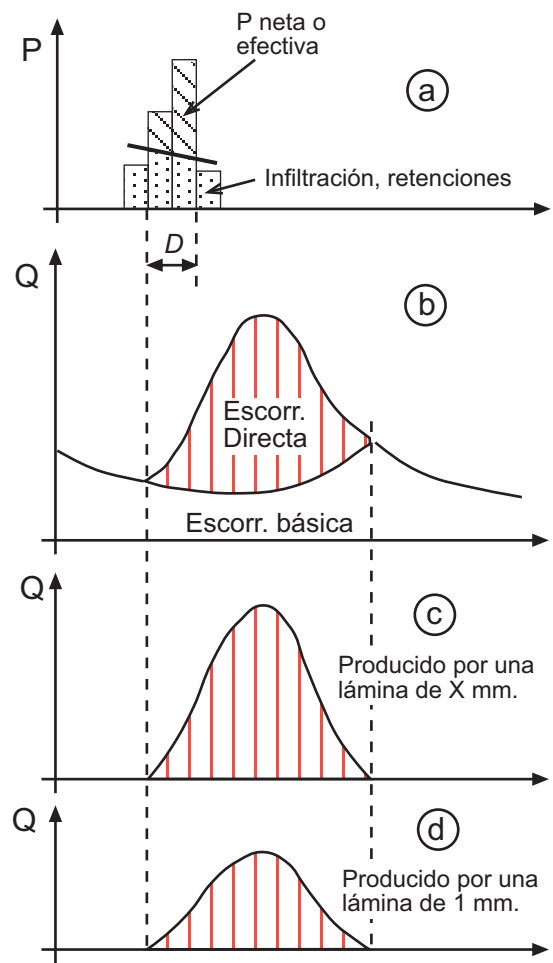
Es necesario disponer de hietogramas e hidrogramas de la cuenca estudiada. Entre todas las precipitaciones disponibles, hay que elegir alguna de corta duración y uniforme por toda la cuenca. Elegida la precipitación, se estudia el hidrograma generado al mismo tiempo (Figuras 9a y 9b)

En la Figura9b separamos la escorrentía directa, que se representa sola en la figura 9c. Allí se calcula el volumen de ese hidrograma de escorrentía directa. Como ejemplo, supongamos que el área rayada de la figura 8c equivale a 32000 m<sup>3</sup>, y que se trata de la escorrentía de una cuenca de 18 km<sup>2</sup>. La lámina de agua equivalente que habría producido esa escorrentía sería:

$$\begin{aligned} \text{Altura lámina agua} &= \\ &= \frac{\text{volumen(m}^3\text{)}}{\text{superficie(m}^2\text{)}} = \frac{32000}{18 \cdot 10^6} = 0,0017 \text{ m.} = 1,7 \text{ mm.} \end{aligned}$$

Si el hidrograma de la figura 9c ha sido producido por una lámina de agua de 1,7 mm., proporcionalmente se dibujaría el de 9d correspondiente a una precipitación de 1 mm. (dividiendo las ordenadas de todos los puntos por 1,7).

Finalmente es necesario volver al hietograma inicial, buscando una parte del mismo que corresponda a una precipitación de 1,7 mm. Supongamos que fuera la parte superior con rayado continuo. Ya podemos saber el periodo de tiempo del hidrograma unitario que acabamos de construir. Si el tiempo marcado en la Figura 9a como D fuera de 2 horas, el hidrograma construido en la Fig.9d sería el producido por una precipitación de 1 mm. de P neta durante 2 horas.



## Construcción mediante hidrogramas sintéticos

Si no se dispone de otros datos, el hidrograma unitario se construiría con las fórmulas utilizadas para construir hidrogramas sintéticos, introduciendo en P la unidad de precipitación (1 mm. ó 1 cm.) y en D la duración deseada para el HU que queremos construir.

El **hidrograma de Clark** es un hidrograma sintético más sofisticado que genera el HU considerando el retardo generado por la cuenca, incluyendo el cálculo del tránsito (ver pág. 2 de este tema). Para su cálculo necesitamos conocer las superficies comprendidas entre *isocronas* (líneas cuyos puntos tienen igual tiempo de tránsito hasta la salida). Se explica en el documento “Hidrograma de Clark” en la sección “Prácticas superficial”

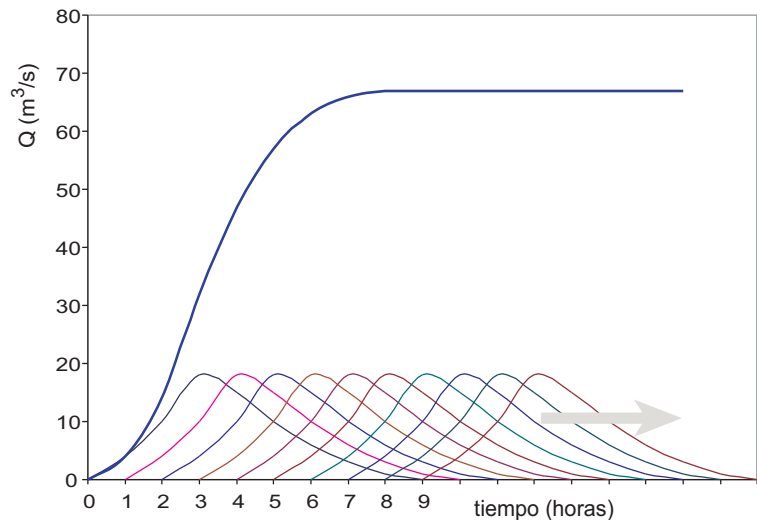
## Hidrograma en S (HS)

Es el hidrograma que se generaría si se produjera una **precipitación unidad** durante un **tiempo ilimitado**.

Si disponemos del Hidrograma Unitario para una cuenca, (por ejemplo, el generado por una P eficaz de 1 mm. durante 1 hora) podemos construir el hidrograma que se produciría **si lloviera 1 mm. indefinidamente**. Por el principio de aditividad del HU se obtendría el hidrograma que se presenta en la figura 10, sumando sucesivos HU de 1 mm-1 hora.

Figura 10.- Hidrograma en S.  
Generado por una precipitación continua de una precipitación neta unidad

Para construir el hidrograma S (HS) de la figura a partir del HU, sumamos el HU repetido indefinidamente, desplazándolo cada vez 1 hora (tabla izquierda):



t (horas)	HU	HU	HU	HU	HU	HU	HU		HS
0	0								0
1	4	0							4
2	10	4	0						14
3	18	10	4	0					32
4	15	18	10	4	0				47
5	10	15	18	10	4	0			57
6	6	10	15	18	10	4	0		63
7	3	6	10	15	18	10	4	...	66
8	1	3	6	10	15	18	10	...	67
9	0	1	3	6	10	15	18	...	67
10		0	1	3	6	10	15	...	67
11			0	1	3	6	10	...	67
12				0	1	3	6	...	67
13					0	1	3	...	67
14						0	1	...	67
15							0	...	67
16								...	...

t (horas)	HU	HS
0	0	0
1	4	4
2	10	14
3	18	32
4	15	47
5	10	57
6	6	63
7	3	66
8	1	67
9	0	67
10	0	67
11	0	67
12	0	67
13	0	67
14	0	67
15	0	67
16	...	...

Un modo alternativo y rápido de calcular el hidrograma en S a partir del HU se representa en la tabla derecha: cada valor del HS se ha conseguido sumando la cifra que tiene encima con la que tiene a la izquierda.

Mientras que el HU siempre hay que referirlo a la unidad de precipitación utilizada y al tiempo a que se refiere (por ejemplo: HU de 1 cm. en 1 hora), **el Hidrograma-S se refiere a una intensidad de precipitación**; si el HU del ejemplo anterior fuera de 1 mm. en 1 hora, el HS resultante expresa el hidrograma que se generaría con una intensidad constante de 1 mm/hora.

Si el HU original corresponde a 1 mm en 2 horas (Intensidad= 0,5 mm/h), la construcción del HS se hace desplazando los sucesivos HU 2 horas, y el HS resultante correspondería a una intensidad continua e indefinida de 0,5 mm/h.

## Construcción de un Hidrograma Unitario a partir de otro de diferente Precipitación o de diferente duración

### Cambio en la P neta

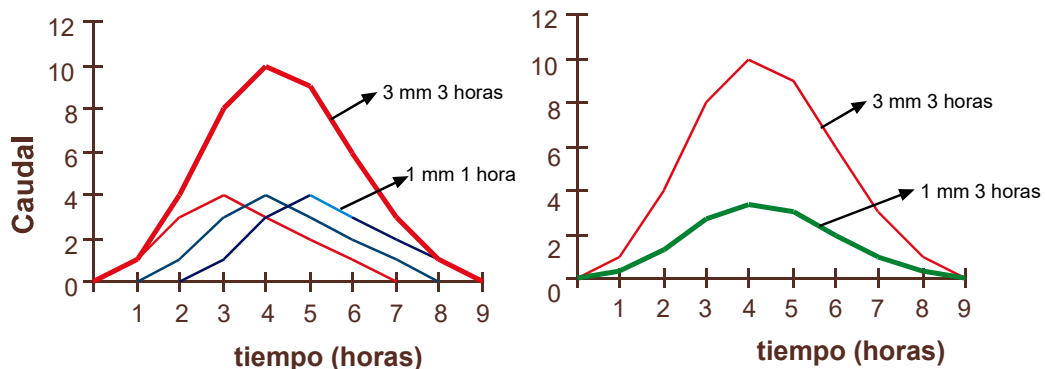
Por el principio de afinidad del HU, basta con multiplicar las ordenadas del hidrograma por el factor de conversión entre las P consideradas. Por ejemplo, si disponemos del HU para 1 pulgada en 1 hora y quisiéramos obtener el de 1 cm. en 1 hora, bastaría con dividir las ordenadas (caudales) por 2,54 (cm./pulgada)

### Cambio en la duración a un periodo múltiplo

Si disponemos del HU de 1 mm. en 1 hora y, por ejemplo, quisiéramos conseguir el de 1 mm. en 3 horas, habría que:

1º. Sumar tres HU unitarios de 1 hora (principio de aditividad), resultando el correspondiente a 3 mm. de P neta en 3 horas (figura izquierda).

2º. En el hidrograma obtenido en el paso anterior, dividir sus ordenadas por 3 (principio de afinidad), para conseguir el generado por 1 mm. caído durante 3 horas (figura derecha).



### Cambio en la duración a un periodo de tiempo no múltiplo

Cuando el periodo del HU deseado no es múltiplo del periodo del HU disponible no se puede utilizar el procedimiento anterior. Por ejemplo, a partir de un HU de 1 mm. en 3 horas conseguir el HU de 1 mm. en 1 hora. En este caso, el procedimiento es el siguiente:

1º. Calcular el Hidrograma S con el HU disponible.

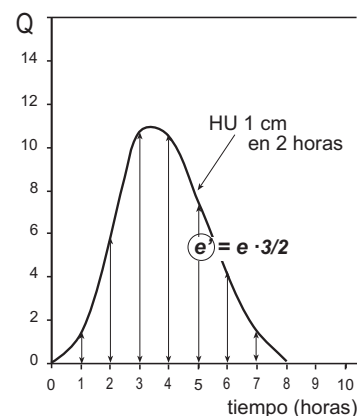
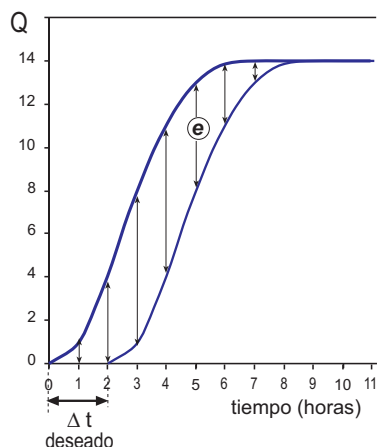
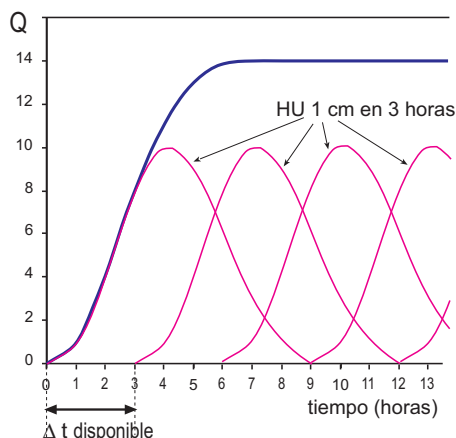
2º. Restar dos Hidrogramas S (como el que acabamos de calcular) desfasados en el  $\Delta$ tiempo que deseamos obtener.

3ª. Al hidrograma resultante de esa diferencia, multiplicarlo por el factor:  **$\Delta t$  disponible/  $\Delta t$  deseado**<sup>4</sup>.

**Ejemplo:** A partir del HU de 1 cm. en 3 horas, conseguir el HU de 1 cm. en 2 horas.

<sup>4</sup> La explicación de este factor es la siguiente (con los números del ejemplo que sigue): el HS generado en el paso 1º es el producido por una intensidad constante de 0,33 cm/hora (1 cm en 3 horas). Por tanto, hay que **multiplicar por 3** para conseguir el resultado de 1 cm/1 hora. Pero si aplicamos esa intensidad de 1 cm/1 hora durante 2 horas, conseguiríamos el HU de 2 cm/2 horas, por lo que hay que **dividir por 2** para llegar a 1 cm/2 horas.

- 1º. Generamos el HS sumando varios HU desplazados 3 horas ( $\Delta t$  disponible).
- 2º. Representamos dos HS desplazados 2 horas ( $\Delta t$  deseado).
- 3º. La diferencia entre los dos HS la multiplicamos por  $3/2$  ( $\Delta t$  disponible/  $\Delta t$  deseado).



1º. Construir el Hidrograma en S

t (horas)	H.U.	H.U.	H.U.	H.U.		Hidr. S
0	0					0
1	1					1
2	4					4
3	8	0				8
4	10	1				11
5	9	4				13
6	6	8	0			14
7	3	10	1			14
8	1	9	4			14
9	0	6	8	0		14
10		3	10	1	...	14
11		1	9	4	...	14
12		0	6	8	...	14
13			3	10	...	14
14			1	9	...	14
15			0	6	...	14
16				3	...	14
17				1	...	...
18				0	...	...

2º. Restar dos hidrog-S desfasándolos dos horas

3º. Multiplicar por  $\Delta t$  tiempo original /  $\Delta t$  tiempo deseado

t (horas)	Hidr S	Hidr S	dif.	dif x3/2
0	0		0	0
1	1		1	1.5
2	4	0	4	6
3	8	1	7	10.5
4	11	4	7	10.5
5	13	8	5	7.5
6	14	11	3	4.5
7	14	13	1	1.5
8	14	14	0	0
9	14	14	0	0
10	14	14	0	0
11	14	14	0	0
12	14	14	...	...
13	...	14	...	...
14		...	...	...

## Modelos

El proceso completo de calcular la escorrentía que producirá una precipitación determinada es mucho más complejo que los conceptos básicos esbozados aquí. Como se indicaba en la introducción, para afrontar este tipo de problemas en casos reales, hemos de acudir a modelos de ordenador. Básicamente, hay dos familias de modelos que hacen la tarea de calcular el hidrograma generado en una cuenca:

a) *Modelos que simulan un suceso puntual*. HEC-HMS (del Hydrologic Engineering Center), y TR-55 (del NRCS)

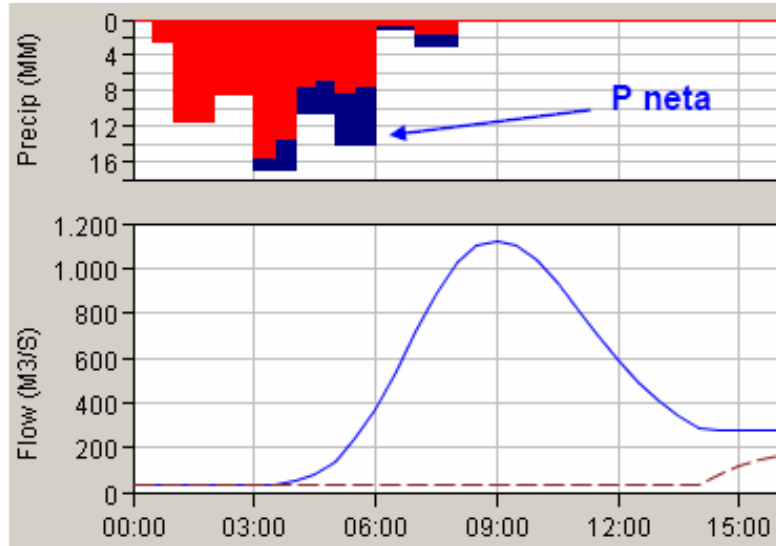
b) *Modelos de simulación continua*, como HPFS (elaborado por la EPA, Environmental Protection Agency). El modelo HEC-HMS puede aproximarse a la utilización como modelo continuo.

Los primeros necesitan datos de la precipitación, más las características físicas de las diversas subcuencas. Los segundos, además de necesitar la serie continua de precipitaciones, deben computar la evapotranspiración, fusión de la nieve, flujo subsuperficial en la zona no saturada, etc.

Todos estos modelos se pueden conseguir gratuitamente en Internet de los organismos citados. Existen programas comerciales que implementan los cálculos de los modelos citados y cuya utilización es relativamente más simple.

En <http://hidrologia.usal.es/complementos.htm> se encuentra un manual introductorio de HEC-HMS.

En la figura adjunta vemos unos resultados de ese programa.



## ANEXO I: Aplicación del método racional según la norma 5.2-IC

La aplicación práctica del *método racional* cuenta en España con una normativa específica para la construcción de carreteras (Norma 5.2-IC, Ministerio de Fomento, 2016)<sup>5</sup>, aunque la versión anterior (1990) se ha aplicado para el cálculo de caudales en otros casos.

El objetivo es calcular el *caudal de proyecto*: el caudal a tener en cuenta para el diseño de una obra. Por tanto, un dato de partida es el *periodo de retorno* a considerar. Para la construcción de carreteras, la norma 5.2-IC establece periodos de retorno de 25, 50 ó 100 años. Para otro tipo de obras pueden considerarse retornos de 500 años o más, dependiendo de las consecuencias producidas si el caudal llegara a superar al caudal de proyecto.

El periodo de retorno es el inverso de la probabilidad. Por ejemplo, la probabilidad de que se supere el caudal con retorno de 50 años sería:  $1 / 50 = 0,02$ , es decir, del 2%.

Según esta norma, el cálculo que se describe a continuación es aplicable cuando no disponemos de datos de caudales y **en cuencas de menos de 50 km<sup>2</sup>**.

En este anexo se hace un resumen de la norma, simplificando el proceso en lo posible. Atenerse al texto original, BOE de 10 de Marzo de 2016.

### 1º. Corrección de la precipitación diaria

Inicialmente necesitamos la **precipitación diaria máxima** para el periodo de retorno elegido. En general, esto debe calcularse disponiendo de una larga serie de precipitaciones máximas (el día más caudaloso de cada año) y aplicar una ley estadística, como Gumbel o SQRT ET-max.<sup>6</sup>

Esta precipitación diaria debe corregirse para cuencas de más de 1 km<sup>2</sup>. Se establece el siguiente factor reductor para compensar que en grandes cuencas la precipitación no puede ser homogénea en toda su superficie:

$$K_A = 1 - \frac{\log \text{Superficie (km}^2\text{)}}{15} \quad (\text{I.1})$$

La precipitación diaria disponible la multiplicamos por  $K_A$  y ya utilizaremos ese valor en lo sucesivo en lugar del valor bruto de precipitación diaria:

$$P_{dc} = P_d \cdot K_A \quad (\text{I.2})$$

donde:  $P_{dc}$  = Precipitación diaria corregida

$P_d$  = Precipitación diaria calculada para el periodo de retorno elegido

$K_A$  = Factor reductor (I.1)

### 2º. Intensidad media diaria.

$$I_d = P_{dc} / 24 \quad (\text{I.3})$$

donde:  $I_d$  = Intensidad diaria (mm/hora)

$P_{dc}$  = Precipitación diaria corregida (mm) (I.2)

<sup>5</sup> Si existió la norma 5.1-IC (BOE 17-9-65) y posteriormente la 5.2-IC (BOE 23-5-90), lógicamente ésta debería haberse denominado 5.3-IC.

<sup>6</sup> La precipitación diaria máxima para cualquier punto de España puede obtenerse fácilmente de MINISTERIO DE FOMENTO (1999):

<http://www.fomento.es/NR/rdonlyres/ABE22688-F967-4902-BA96-51FE8AB76145/55856/0610300.pdf>

Análogamente por el método Salas (SALAS, L y L. CARRERO, 2008):

[http://www.mma.es/secciones/el\\_ministerio/organismos/oapn/pdf/ecologia\\_20\\_16.pdf](http://www.mma.es/secciones/el_ministerio/organismos/oapn/pdf/ecologia_20_16.pdf)

En MINISTERIO DE MEDIO AMBIENTE (2000 a 2002) se recogen estaciones meteorológicas concretas, y para cada una de ellas está hecho el ajuste estadístico y aparecen Precipitaciones máximas diarias para distintos periodos de retorno. (Parece que solo se encuentran disponibles para 6 comunidades)

### 3º. Tiempo de concentración

$$t_c = 0,3 \cdot \frac{L^{0,76}}{S^{0,19}} \quad (I.4)$$

donde:  $t_c$  = tiempo de concentración (horas)  
 $L$  = longitud del cauce (km)  
 $S$  = pendiente media (m/m)

La longitud es el recorrido más largo: desde el punto más alejado del desagüe de la cuenca hasta dicho desagüe. Manualmente se mide con un curvómetro. Con ArcGis se obtiene mediante una herramienta específica (LongFlowPath, de ArcHydro Tools).

La pendiente media del cauce se puede evaluar mediante la expresión siguiente (expresando todo en metros, la pendiente es adimensional):

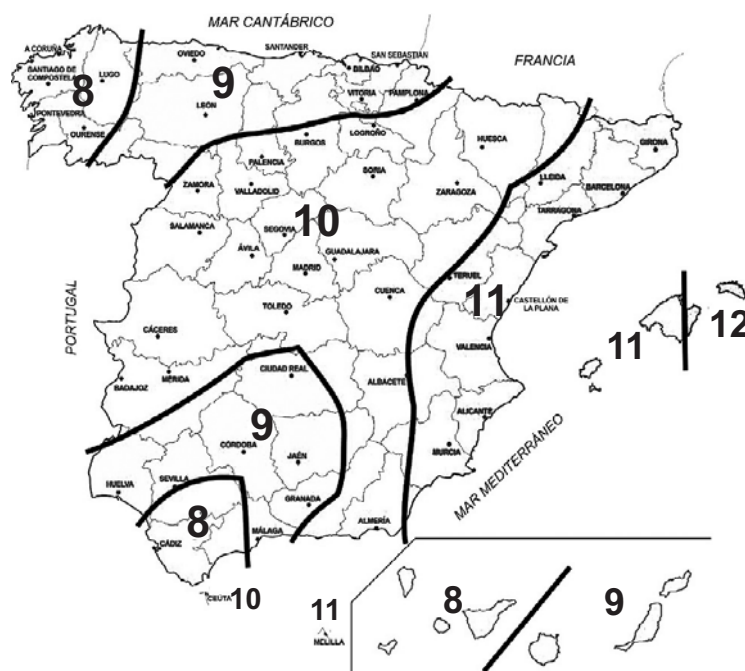
$$Pendiente = \frac{(Cota\ máxima - Cota\ mínima)}{Longitud\ del\ cauce} \quad (I.5)$$

### 4º. Cálculo de la intensidad para un tiempo igual al tiempo de concentración

En este punto, la norma 5.2-IC establece dos procedimientos: si disponemos de curvas IDF empíricas o no. Aquí vamos a explicar el método cuando no existen curvas IDF próximas, que es el más frecuente.

Del mapa adjunto (Mº Fomento, 2016), leemos el coeficiente  $I_1 / I_d$  ( $I_1$ =Intensidad en una hora;  $I_d$  = Intensidad de un día).

Por ejemplo, el valor 9 quiere decir que la intensidad en la hora más lluviosa es 9 veces mayor que la intensidad media de todo el día.



La siguiente expresión permite calcular la intensidad para cualquier intervalo, en este caso la aplicamos para el tiempo de concentración  $t$  (obtenido en I.4):

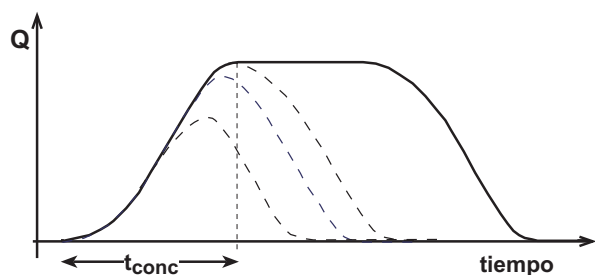
$$I_t = I_d \left( \frac{I_1}{I_d} \right)^{3,5287 - 2,5287 \cdot t^{0,1}} \quad (I.6)$$

donde:  $I_t$  = Intensidad media en el periodo  $t$   
 $I_d$  = intensidad media diaria (I.3)  
 $I_1$  = Intensidad en la hora más lluviosa de ese día.

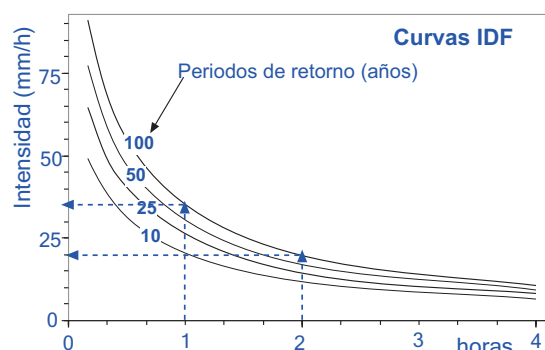
En la fórmula introducimos el valor de  $I_1/I_d$  leído directamente del mapa  
 $t$  = periodo de tiempo (horas) para el que se quiere evaluar la intensidad



En este cálculo debemos utilizar el **tiempo de concentración** porque es el que nos proporcionará un mayor caudal: Si utilizamos un tiempo menor, no permitimos que toda la cuenca contribuya al caudal, y si utilizamos un tiempo mayor, la intensidad máxima será menor (la intensidad, en mm/hora, de las dos horas más lluviosas siempre es menor que la intensidad de la hora más lluviosa).



Aquí vemos (figs. 3 y 4 del tema anterior) que para que se alcance el máximo caudal es necesario que la duración de la precipitación sea **mayor o igual** que el tiempo de concentración de la cuenca



En las curvas IDF se aprecia que si consideramos un intervalo de tiempo mayor la Intensidad (mm/hora) disminuye

El compromiso entre estas dos circunstancias nos indica que debemos trabajar con la **Intensidad de Precipitación producida en un tiempo igual al tiempo de concentración**

## 5º. Evaluación del umbral de escorrentía

El *umbral de escorrentía* ( $P_o$ ) es igual a:

$$P_o = P_o \text{ inicial (sin corregir)} \cdot \beta \text{ (coeficiente corrector)} \quad (I.7)$$

El valor de  $P_o$  *inicial* (sin corregir) se consulta en tablas dependiendo del uso del suelo (tipo de cultivo, bosque, etc.), pendiente y tipo de suelo. Se muestra un fragmento de la tabla<sup>7</sup>:

Código	Uso de suelo	Práctica de cultivo	Pendiente (%)	Grupo de suelo			
				A	B	C	D
24221	Mosaico de cultivos anuales con prados o praderas en regadío	R	≥ 3	37	20	12	9
24221	Mosaico de cultivos anuales con prados o praderas en regadío	N	≥ 3	42	23	14	11
24221	Mosaico de cultivos anuales con prados o praderas en regadío	R/N	< 3	47	25	16	13
24222	Mosaico de cultivos permanentes en regadío		≥ 3	80	34	19	14

Una simplificación de la tabla original se encuentra al final de este anexo.

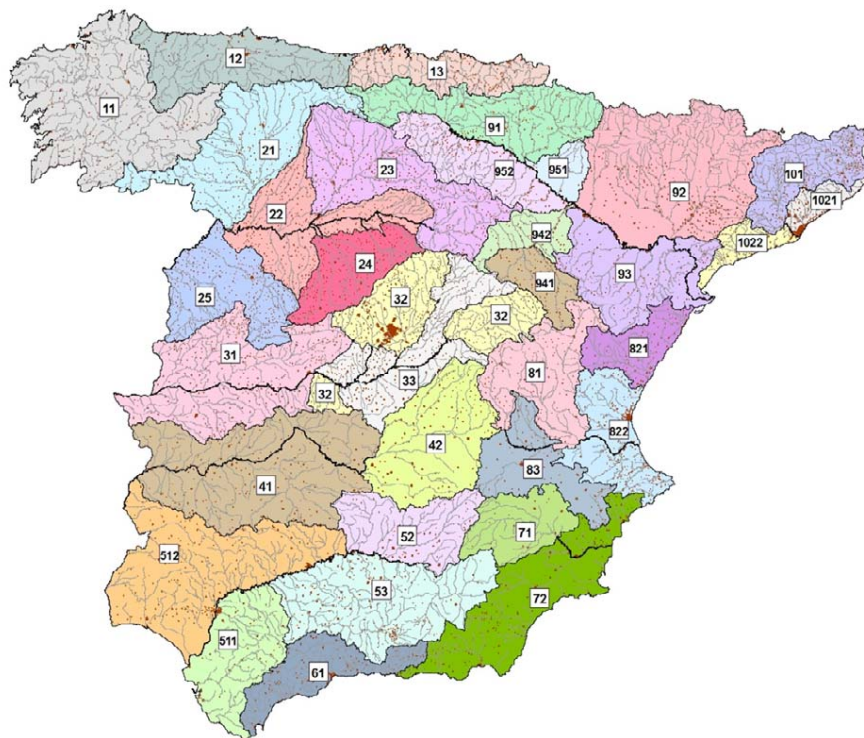
Los tipos de suelo A, B, C, D son respectivamente de infiltración rápida, media, lenta y muy lenta (de arenosos a arcillosos). En la norma se incluye un gráfico triangular para catalogar un suelo concreto.

Las siglas R o N se refieren, en el caso de cultivos con pendiente >3%, a la dirección de los surcos: perpendiculares o paralelos a las curvas de nivel; el umbral de escorrentía es mayor si los surcos son perpendiculares a la máxima pendiente.

El **coeficiente corrector** ( $\beta$ ) se calcula dependiendo de la región (ver mapa de España) y del periodo de retorno. Se calcula con una tabla que se incluye al final de este anexo (aquí debajo se presenta un fragmento de esa tabla) y existen dos opciones: para drenaje transversal de caminos, vías auxiliares, etc (ver cálculo I.8) y para el drenaje transversal de carreteras (ver cálculo I.9).

<sup>7</sup> Ver las tabla completa (tabla 2.3) en <https://www.boe.es/boe/dias/2016/03/10/pdfs/BOE-A-2016-2405.pdf>





Por ejemplo, para la región 12 y con un periodo de etorno de 25 años, el coeficiente corrector en el caso más simple sería:

Región	Valor medio, $\beta_m$	Desviación respecto al valor medio para el intervalo de confianza del			Período de retorno $T$ (años), $F_T$					
		50% $\Delta_{50}$	67% $\Delta_{67}$	90% $\Delta_{90}$	2	5	10	25	100	500
11	0,90	0,20	0,30	0,50	0,80	0,90	1,00	1,13	1,34	1,59
12	0,95	0,20	0,25	0,45	0,75	0,90	1,00	1,14	1,33	1,56
13	0,60	0,15	0,25	0,40	0,74	0,90	1,00	1,15	1,34	1,55
21	1,20	0,20	0,35	0,55	0,74	0,88	1,00	1,18	1,47	1,90

$$\beta = \beta_m \cdot F_T = 0,95 \cdot 1,14 = 1,08 \quad (\text{I.8})$$

Si se trata del drenaje transversal de una carretera, y utilizando el mismo ejemplo marcado en la tabla anterior, hay que considerar el valor  $\Delta_{50}$  correspondiente, y el cálculo sería:

$$\beta = (\beta_m - \Delta_{50}) \cdot F_T = (0,95 - 0,20) \cdot 1,14 = 0,85 \quad (\text{I.9})$$

Para la leyenda de las expresiones (I.8) y (I.9) ver el cabecero de la tabla anterior.

## 6º. Cálculo del Coeficiente de Escorrentía

Si  $P_{dc} > P_o$  se calcula mediante la siguiente fórmula:

$$C = \frac{\left(\frac{P_{dc}}{P_o} - 1\right) \cdot \left(\frac{P_{dc}}{P_o} + 23\right)}{\left(\frac{P_{dc}}{P_o} + 11\right)^2} \quad (\text{I.10})$$

siendo:  $C$  = Coeficiente de escorrentía

$P_{dc}$  = Precipitación diaria corregida (mm) (I.2)

$P_o$  = Umbral de escorrentía (mm) (I.7)

Si  $P_{dc} < P_o$  el coeficiente  $C=0$ , ya que si la precipitación no alcanza el umbral de escorrentía, no escurre nada.

## 7º. Cálculo del coeficiente de uniformidad temporal

En cuencas grandes (tiempo de concentración grande) es difícil que la intensidad de precipitación se mantenga homogénea a lo largo de todo el tiempo de concentración. Para ello se establece el siguiente coeficiente:

$$K_t = 1 + \frac{t_c^{1,25}}{t_c^{1,25} + 14} \quad (\text{I.11})$$

donde:  $K_t$  = Coeficiente de uniformidad en la distribución temporal de la precipitación  
 $t_c$  = tiempo de concentración de la cuenca (horas) (I.4)

## 8º. Cálculo del caudal

Aplicamos el método racional, incluyendo el factor  $K_t$  calculado en el apartado anterior<sup>8</sup>:

$$Q = \frac{C \cdot I_t \cdot A \cdot K_t}{3,6} \quad (\text{I.12})$$

donde:  $Q$  = caudal (m<sup>3</sup>/seg)  
 $C$  = coeficiente de escorrentía (I.10)  
 $I_t$  = intensidad de precipitación (mm/hora) (I.6)  
 $A$  = superficie de la cuenca (km<sup>2</sup>)  
 $K_t$  = Coeficiente de uniformidad temporal (I.11)

La superficie de la cuenca puede obtenerse a partir de un SIG, o planimetrando manualmente: con un planímetro, con un ordenador o contando mm<sup>2</sup> en un papel milimetrado.

Si se está realizando un estudio previo a la realización de una obra, hay que considerar que la superficie receptora puede cambiar tras la construcción, por ejemplo cuando el trazado de una carretera atraviesa transversalmente un valle. La norma 5.2-IC distingue entre *cuenca natural*, *cuenca principal* y *cuenca secundaria* (ésta última es la ampliación de la cuenca natural a causa de la realización de la obra).

Si en la cuenca considerada existen varias partes con valores de  $P_o$  diferentes, habría que calcular el coeficiente de escorrentía ( $C$ ) para cada parte y calcular el caudal mediante la siguiente expresión:

$$Q = \frac{I_t \cdot K_t}{3,6} \sum C_i \cdot A_i \quad (\text{I.13})$$

donde:  $C_i$  = coeficiente de escorrentía de cada una de las partes consideradas (I.8)  
 $A_i$  = superficie de cada una de las partes consideradas (km<sup>2</sup>)

## Ejemplo de cálculo

Calcular el caudal de proyecto para un periodo de retorno de 25 años en una cuenca situada en León y con los datos siguientes:

Longitud del cauce (desde el punto más alejado) = 13,7 km; Cota máxima = 1087 m ; Cota mínima = 889 m; Superficie = 34 km<sup>2</sup>.

La cuenca está ocupada por prados y praderas, con pendiente <3% y suelos de tipo C

Precipitación diaria,  $P_d = 67$  mm. (Obtenida estadísticamente para el periodo de retorno considerado de 25 años.)

<sup>8</sup> El 3,6 que aparece en la fórmula proviene de que una hora tiene 3600 segundos, ya que la fórmula está preparada para introducir en ella datos en unidades no homogéneas (horas- segundos; mm-km-m)

### 1) Precipitación diaria corregida (I.1) y (I.2):

$$K_A = 1 - \frac{\log \text{Superficie (km}^2\text{)}}{15} = 1 - \frac{\log(34)}{15} = 0,898$$

$$P_{dc} \text{ (precipitación diaria corregida)} = 67 \cdot 0,898 = 60,2 \text{ mm}$$

### 2) Intensidad media diaria (I.3):

$$I_d = 60,2 / 24 = 2,51 \text{ mm/hora}$$

### 3) Tiempo de concentración de la cuenca (I.5) y (I.4):

$$\text{Pendiente} = \frac{(\text{Cota máxima} - \text{Cota mínima})}{\text{Longitud del cauce}} = \frac{(1087 - 889)}{13700} = 0,014$$

$$t_c = 0,3 \cdot \frac{L^{0,76}}{S^{0,19}} = 0,3 \cdot \frac{13,7^{0,76}}{0,014^{0,19}} = 4,91 \text{ horas}$$

### 4) Intensidad para el tiempo de concentración calculado (I.6)

En el mapa de valores  $I_1 / I_d$  para España, leemos para León:  $(I_1 / I_d) = 9$

$$I_t = I_d \left( \frac{I_1}{I_d} \right)^{3,5287 - 2,5287 \cdot t^{0,1}} = 2,51 \cdot (9)^{3,5287 - 2,5287 \cdot 4,91^{0,1}} = 8,66 \text{ mm/hora}$$

### 5) Evaluación del umbral de escorrentía (I.7) y (I.8)

Con ese uso del suelo (Prados y praderas), y suelo de tipo C, leemos en la tabla (al final de este anexo):  $P_o \text{ inicial} = 22$

Para la corrección de  $P_o$ : en el mapa correspondiente localizamos la cuenca en la región 21. En la misma para la región 21 y para un retorno de 25 años leemos:

$$\beta_m = 1,20 ; F_T = 1,18$$

Por tanto el coeficiente de corrección será igual a:  $\beta = \beta_m \cdot F_T = 1,20 \cdot 1,18 = 1,42$

El umbral de escorrentía corregido será igual a:  $P_o = 22 \cdot 1,42 = 31,2 \text{ mm}$ .

### 6) Cálculo del coeficiente de escorrentía (I.10)

$$P_{dc}/P_o = 60,2/31,2 = 1,93$$

$$C = \frac{(P_{dc}/P_o - 1) \cdot (P_{dc}/P_o + 23)}{(P_{dc}/P_o + 11)^2} = \frac{(1,93 - 1) \cdot (1,93 + 23)}{(1,93 + 11)^2} = 0,14$$

### 7) Cálculo del "coeficiente de uniformidad" (I.11)

$$K_t = 1 + \frac{t_c^{1,25}}{t_c^{1,25} + 14} = 1 + \frac{2,36^{1,25}}{2,36^{1,25} + 14} = 1,343$$

### 8) Cálculo del caudal (I.12)

$$Q = \frac{C \cdot I_t \cdot A \cdot K_t}{3,6} = 0,14 \cdot 8,66 \text{ mm/hora} \cdot 34 \text{ km}^2 \cdot 1,34 / 3,6 = 15,2 \text{ m}^3/\text{s}$$

Si consideramos "drenaje transversal de carretera", en el apartado 5 utilizamos (I.9) en vez de (I.8), obteniendo:

$$\beta = (\beta_m - \Delta_{50}) \cdot F_T = (1,20 - 0,20) \cdot 1,18 = 1,18 ; P_o = 22 \cdot 1,18 = 26,0 \text{ mm}$$

Repetimos los apartados 6 y 8:  $C = 0,19 ; Q = 20,6 \text{ m}^3/\text{s}$

## VALOR INICIAL DEL UMBRAL DE ESCORRENTÍA $P_0$ (mm.)

Simplificado de Ministerio de Fomento (BOE, 10 marzo 2016, tabla 2.3), agrupando varios usos del suelo con valores idénticos y eliminando algunos muy poco usuales.

Uso de suelo	[1]	Pen- diente (%)	Grupo de suelo			
			A	B	C	D
Tejido urbano continuo			1	1	1	1
Tejido urbano discontinuo, urbanizaciones, aeropuertos			24	14	8	6
Zonas industriales y comerciales			6	4	3	3
Granjas agrícolas			24	14	8	6
Zonas industriales			12	7	5	4
Grandes superficies de equipamiento y servicios			6	4	3	3
Autopistas, Redes viarias, ferroviarias			1	1	1	1
Complejos ferroviarios			12	7	5	4
Zonas de extracción minera			16	9	6	5
Escombreras y vertederos			20	11	8	6
Zonas de construcción			24	14	8	6
Zonas verdes urbanas			53	23	14	10
Instalaciones deportivas y recreativas, campos de golf			79	32	18	13
Resto de instalaciones deportivas y recreativas			53	23	14	10
Tierras de labor en secano (cereales)	R	$\geq 3$	29	17	10	8
	N		32	19	12	10
	R/N	$< 3$	34	21	14	12
Tierras de labor en secano (hortalizas)	R	$\geq 3$	23	13	8	6
	N		25	16	11	8
	R/N	$< 3$	29	19	14	11
Tierras abandonadas		$\geq 3$	16	10	7	5
		$< 3$	20	14	11	8
Terrenos regados permanentemente , cultivos herbáceos en regadío	R	$\geq 3$	37	20	12	9
	N		42	23	14	11
	R/N	$< 3$	47	25	16	13
Arrozales			47	25	16	13
Viñedos		$\geq 3$	62	28	15	10
		$< 3$	75	34	19	14
Frutales en secano		$\geq 3$	62	28	15	10
		$< 3$	75	34	19	14
Frutales en regadío		$\geq 3$	80	34	19	14
		$< 3$	95	42	22	15
Olivares		$\geq 3$	62	28	15	10
		$< 3$	75	34	19	14
Prados y praderas, prados arbolados		$\geq 3$	70	33	18	13
		$< 3$	120	55	22	14
Pastos en tierras abandonadas		$\geq 3$	24	14	8	6
		$< 3$	58	25	12	7
Cultivos anuales asociados con cultivos permanentes en secano		$\geq 3$	39	20	12	8
		$< 3$	66	29	15	10
Cultivos anuales asociados con cultivos permanentes en regadío		$\geq 3$	75	33	18	14
		$< 3$	106	48	22	15
Mosaico de cultivos anuales con prados o praderas en secano	R	$\geq 3$	26	15	9	6
	N		28	17	11	8
	R/N	$< 3$	30	19	13	10

[1] R: Denota cultivo según la línea de máxima pendiente  
N: Denota cultivo según las curvas de nivel

Uso de suelo	[1]	Pen- diente (%)	Grupo de suelo			
			A	B	C	D
Mosaico de cultivos permanentes en secano		≥ 3	62	28	15	10
		< 3	75	34	19	14
Mosaico de cultivos anuales con cultivos permanentes en secano		≥ 3	39	20	12	8
		< 3	66	29	15	10
Mosaico de cultivos anuales con prados o praderas en regadío	R	≥ 3	37	20	12	9
	N		42	23	14	11
	R/N	< 3	47	25	16	13
Mosaico de cultivos permanentes en regadío		≥ 3	80	34	19	14
		< 3	95	42	22	15
Mosaico de cultivos anuales con cultivos permanentes en regadío		≥ 3	75	33	18	14
		< 3	106	48	22	15
Mosaico de cultivos mixtos en secano y regadío	R	≥ 3	31	17	10	8
	N		34	20	13	10
	R/N	< 3	37	22	14	11
Mosaico de prados o praderas con espacios significativos de vegetación natural y seminatural		≥ 3	70	33	18	13
		< 3	120	55	22	14
Sistemas agroforestales		≥ 3	53	23	14	9
		< 3	80	35	17	10
Pastizales naturales. Pastizales, praderas o cultivos agrícolas con arbolado adhesionado		≥ 3	53	23	14	9
		< 3	80	35	17	10
Frondosas, Perennifolias, Caducifolias y marcescentes			90	47	31	23
Otras frondosas de plantación		≥ 3	79	34	19	14
		< 3	94	42	22	15
Bosques de ribera			76	34	22	16
Bosques de coníferas, bosque mixto. Laurisilva			90	47	31	23
Prados alpinos, Pastizales supraforestales		≥ 3	70	33	18	13
		< 3	120	55	22	14
Formaciones herbáceas de llanuras aluviales inundadas y llanuras costeras, tierras bajas		≥ 3	70	33	18	13
		< 3	120	55	22	14
Pastizales mediterráneos		≥ 3	24	14	8	6
		< 3	57	25	12	7
Otros pastizales templado oceánicos		≥ 3	53	23	14	9
		< 3	79	35	17	10
Landas y matorrales mesófilas, Landas y matorrales en climas húmedos. Vegetación mesófila			76	34	22	16
Fayal-breza macaronésico, vegetación esclerófila			60	24	14	10
Matorrales subarborescentes o arbustivos muy poco densos			60	24	14	10
Matorrales xerófilos macaronésicos, Claras de bosques			40	17	8	5
Zonas empantanadas fijas o en transición			60	24	14	10
Matorral boscoso			75	34	22	16
Playas y dunas			152	152	152	152
Ramblas con poca o sin vegetación			15	8	6	4
Afloramientos rocosos y canchales		≥ 3	2	2	2	2
		< 3	4	4	4	4
Espacios con vegetación escasa, Xeroestepa subdesértica		≥ 3	24	14	8	6
		< 3	58	25	12	7
Cárcavas y zonas en proceso de erosión, zonas quemadas			15	8	6	4
Humedales y zonas pantanosas			2	2	2	2
Marismas			2	2	2	2

[1] R: Denota cultivo según la línea de máxima pendiente  
N: Denota cultivo según las curvas de nivel

# COEFICIENTE CORRECTOR DEL UMBRAL DE ESCORRENTÍA

Ministerio de Fomento (BOE, 10 marzo 2016, tabla 2.5)

Región	Valor medio, $\beta_m$	Desviación respecto al valor medio para el intervalo de confianza del			Período de retorno $T$ (años), $F_T$					
		50% $\Delta_{50}$	67% $\Delta_{67}$	90% $\Delta_{90}$	2	5	10	25	100	500
11	0,90	0,20	0,30	0,50	0,80	0,90	1,00	1,13	1,34	1,59
12	0,95	0,20	0,25	0,45	0,75	0,90	1,00	1,14	1,33	1,56
13	0,60	0,15	0,25	0,40	0,74	0,90	1,00	1,15	1,34	1,55
21	1,20	0,20	0,35	0,55	0,74	0,88	1,00	1,18	1,47	1,90
22	1,50	0,15	0,20	0,35	0,74	0,90	1,00	1,12	1,27	1,37
23	0,70	0,20	0,35	0,55	0,77	0,89	1,00	1,15	1,44	1,82
24	1,10	0,15	0,20	0,35	0,76	0,90	1,00	1,14	1,36	1,63
25	0,60	0,15	0,20	0,35	0,82	0,92	1,00	1,12	1,29	1,48
31	0,90	0,20	0,30	0,50	0,87	0,93	1,00	1,10	1,26	1,45
32	1,00	0,20	0,30	0,50	0,82	0,91	1,00	1,12	1,31	1,54
33	2,15	0,25	0,40	0,65	0,70	0,88	1,00	1,15	1,38	1,62
41	1,20	0,20	0,25	0,45	0,91	0,96	1,00	1,00	1,00	1,00
42	2,25	0,20	0,35	0,55	0,67	0,86	1,00	1,18	1,46	1,78
511	2,15	0,10	0,15	0,20	0,81	0,91	1,00	1,12	1,30	1,50
512	0,70	0,20	0,30	0,50	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
52	0,95	0,20	0,25	0,45	0,89	0,94	1,00	1,09	1,22	1,36
53	2,10	0,25	0,35	0,60	0,68	0,87	1,00	1,16	1,38	1,56
61	2,00	0,25	0,35	0,60	0,77	0,91	1,00	1,10	1,18	1,17
71	1,20	0,15	0,20	0,35	0,82	0,94	1,00	1,00	1,00	1,00
72	2,10	0,30	0,45	0,70	0,67	0,86	1,00	1,00	-	-
81	1,30	0,25	0,35	0,60	0,76	0,90	1,00	1,14	1,34	1,58
821	1,30	0,35	0,50	0,85	0,82	0,91	1,00	1,07	-	-
822	2,40	0,25	0,35	0,60	0,70	0,86	1,00	1,16	-	-
83	2,30	0,15	0,25	0,40	0,63	0,85	1,00	1,21	1,51	1,85
91	0,85	0,15	0,25	0,40	0,72	0,88	1,00	1,19	1,52	1,95
92	1,45	0,30	0,40	0,70	0,82	0,94	1,00	1,00	1,00	1,00
93	1,70	0,20	0,25	0,45	0,77	0,92	1,00	1,00	1,00	1,00
941	1,80	0,15	0,20	0,35	0,68	0,87	1,00	1,17	1,39	1,64
942	1,20	0,15	0,25	0,40	0,77	0,91	1,00	1,11	1,24	1,32
951	1,70	0,30	0,40	0,70	0,72	0,88	1,00	1,17	1,43	1,78
952	0,85	0,15	0,25	0,40	0,77	0,90	1,00	1,13	1,32	1,54
101	1,75	0,30	0,40	0,70	0,76	0,90	1,00	1,12	1,27	1,39
1021	1,45	0,15	0,25	0,40	0,79	0,93	1,00	1,00	1,00	1,00
1022	2,05	0,15	0,25	0,40	0,79	0,93	1,00	1,00	1,00	1,00

En Ceuta y Melilla se adoptarán valores similares a los de la región 61.  
Pueden obtenerse valores intermedios por interpolación adecuada a partir de los datos de esta tabla

## Bibliografía

- CHOW, V.; D.R. MAIDMENT y L.W. MAYS (1994).- *Hidrología Aplicada*. Mc Graw Hill, 580 pp.
- FERRER, F.J. (1993).- *Recomendaciones para el Cálculo Hidrometeorológico de Avenidas*. CEDEX, Ministerio de Obras Públicas, Madrid, 75 pp.  
<https://www.boe.es/boe/dias/2016/03/10/pdfs/BOE-A-2016-2405.pdf>
- MINISTERIO DE FOMENTO (1999) .- *Máximas Lluvias diarias en la España Peninsular*. (Incluye CD). 1ª reimpresión 2001. Ver en esta web (<http://hidrologia.usal.es>), sección “Complementos”: **Máximas Lluvias Diarias en la España Peninsular**
- MINISTERIO DE FOMENTO (2016).- *Norma 5.2-IC drenaje superficial* . (Boletín Oficial del Estado, 10-marzo-2016).
- MINISTERIO DE MEDIO AMBIENTE (2000 a 2002) .-*Las precipitaciones máximas en 24 horas y sus periodos de retorno en España*. 14 volúmenes, uno por Comunidad autónoma.
- PILGRIM, D. H. y I. CORDERY (1993).- “Flood Runoff”. In: *Handbook of Hydrology*. D. R. Maidment (Ed.), pp. 9.1- 9.42. McGrawHill.
- SALAS, L. y J. A. FERNÁNDEZ (2006).- Nueva metodología para el análisis de la variable Intensidad Máxima Anual de Precipitación. *Ecología*, nº 20 : 435-444  
En: [http://www.magrama.gob.es/es/parques-nacionales-oapn/publicaciones/ecologia\\_20\\_16\\_tcm7-46345.pdf](http://www.magrama.gob.es/es/parques-nacionales-oapn/publicaciones/ecologia_20_16_tcm7-46345.pdf)
- SALAS, L. y L. CARRERO (2008).- Estimación de la intensidad máxima anual para una duración y período de retorno determinados en la España peninsular mediante la aplicación informática MAXIN. [http://www2.forestales.upm.es/hidraulica/MAXIN\\_v2/MAXIN/APLICACION/principal.html](http://www2.forestales.upm.es/hidraulica/MAXIN_v2/MAXIN/APLICACION/principal.html)
- TÉMEZ., J. R. (1991).- Generalización y mejora del método racional. Versión de la Dirección General de Carreteras de España. *Ingeniería Civil*, **82**: 51–56.
- VISSMAN, W. & G. L. LEWIS (2003).- *Introduction to Hydrology*. Pearson Education Inc., 5ª ed., 612 pp.
- WANIELISTA, M. P. (1997).- *Hydrology and Water Quality Control*. Wiley, 567 pp. 2ª edición.