

CARACTERIZACIÓN DEL MODELO HEC-HMS A LA CUENCA DEL RÍO ARGÁ EN PAMPLONA Y SU APLICACIÓN A LAS CINCO AVENIDAS MÁS SIGNIFICATIVAS DE LOS ÚLTIMOS AÑOS.

J.J. López, M.A. González, A. Scaini, M. Goñi, J.V. Valdenebro y F.N. Gimena.

RESUMEN

Pamplona es una ciudad que es atravesada por el río Argá a lo largo de una llanura aluvial, que es susceptible de inundaciones cuando se producen avenidas de cierta magnitud. Ante esta situación es importante contar con un modelo hidrológico que permita simular los caudales del río que atraviesa el núcleo urbano, a partir de los datos de los distintos pluviómetros existentes en la cuenca, y que sirva para alimentar a modelos hidráulicos que permitan definir las zonas inundables asociadas a distintos niveles de probabilidad. Con esta finalidad, se ha montado y caracterizado el modelo HEC-HMS de la cuenca del río Argá en Pamplona, y, posteriormente, se ha aplicado a las cinco avenidas más significativas de los últimos años, de las que se disponen de los mínimos datos de caudal y precipitación necesarios. HEC-HMS es un modelo lluvia-escorrentía que se basa en estructurar la cuenca origen en subcuencas asociadas a los cauces de la red fluvial. El flujo base en los hidrogramas observados se ha estimado mediante el filtro de Eckhardt. Después de realizar un análisis de sensibilidad de los parámetros inciertos del modelo, en el que se ha observado que el más sensible es el *CN*, se ha aplicado el modelo con los datos de las series de precipitación de las estaciones automáticas, y con los datos de las automáticas más las manuales, en este segundo caso los resultados han mejorado significativamente. Se puede concluir que los resultados son bastante satisfactorios.

PALABRAS CLAVE: HEC-HMS, Simulación de Avenidas, modelos lluvia-escorrentía

1. INTRODUCCIÓN

Junto a sus afluentes Ulzama y Elorz, el río Arga ha sido fuente de asentamientos a lo largo de la historia, convirtiendo a Pamplona y su Comarca en el núcleo de población principal de Navarra. En las últimas décadas, la reducida superficie del término municipal de Pamplona y la escasez de espacios libres en el mismo han hecho que los diferentes desarrollos urbanísticos hayan ejercido una cierta presión sobre estas áreas pertenecientes al cauce principal de los ríos. De esta forma, con cierta frecuencia se producen avenidas que causan inundaciones en zonas urbanizadas residenciales con los consiguientes daños sobre viviendas, mobiliario, etc. En la Figura 1 se presentan algunas fotos de las últimas inundaciones de Pamplona.



Figura 1.- Fotos de las inundaciones del 12 de febrero de 2009 en Pamplona.

Ante esta situación y como paso previo a la simulación hidráulica que permita simular los niveles de la lámina de agua en las secciones transversales del río y, por lo tanto, las manchas o zonas inundables, es importante contar con un modelo hidrológico que permita determinar los caudales que circulan por los distintos ríos que atraviesan el núcleo urbano, a partir de los datos de los distintos pluviómetros que se encuentran en la cuenca. Con esta finalidad se ha analizado y calibrado el modelo HEC-HMS (HEC, 2010) para cinco avenidas de cierta importancia de las que se disponen datos de caudal y de lluvia que se describen más adelante.

El modelo hidrológico HEC-HMS, desarrollado en el Hydrologic Engineering Center, es un modelo lluvia-escorrentía ampliamente utilizado para la simulación de avenidas. El modelo se basa en una estructura de subcuencas asociadas a los cauces de la red fluvial de la cuenca origen. En cada subcuenca se genera el hidrograma de escorrentía directa y dichos hidrogramas se hacen circular por la red de cauces, sumándose en los distintos puntos de confluencia. HEC-HMS dispone de muchos métodos tanto para simular el hidrograma de escorrentía directa como para circular los hidrogramas por los cauces, en este caso se ha seleccionado el método del *Hidrograma Unitario del SCS* para el primero, y el de *Muskingum* para el segundo. Los yetogramas de precipitación efectiva para cada subcuenca se han determinado, a partir de los registrados en las estaciones pluviométricas, mediante polígonos de *Thiessen*, y aplicando el método del *Número de Curva del SCS* (Mockus, 1969).

El objetivo del presente trabajo es poner a punto el modelo HEC-HMS para aplicarlo con la finalidad de simular los hidrogramas de avenida en la ciudad de Pamplona. Para ello, se ha contado con los registros diezminutales o quinceminutales de caudal en seis estaciones de aforo ubicadas en distintos puntos de la red fluvial de la cuenca

del Arga hasta Pamplona, asimismo se ha dispuesto de los registros de precipitación diaria y cada 10 minutos, de las estaciones meteorológicas manuales (EMM) y automáticas (EMA) respectivamente, repartidas por toda la superficie de la cuenca. De dichas series, se han seleccionado los cinco eventos más importantes de los últimos años, cuyas magnitudes, asociadas a periodos de retorno, están comprendidas entre 2 y 10 años. Por otra parte, se han estimado los parámetros de los componentes del modelo HEC-HMS para la cuenca de Arga y para cada uno de los eventos.

Una vez estimados todos los parámetros del modelo, se aplica a cada uno de los eventos y se realiza un análisis de sensibilidad de los parámetros más representativos de los distintos procesos.

2.- DESCRIPCIÓN DE LA CUENCA

Navarra, con una superficie aproximada de 10.391 km², se sitúa al norte de España y al suroeste de la cordillera pirenaica (Figura 2). Su capital, Pamplona, localizada más o menos en el centro de Navarra, está rodeada de distintas cadenas montañosas formando lo que se denomina la Cuenca de Pamplona. Aunque de vertiente mediterránea, la cercanía a las divisorias atlánticas y la relativamente escasa altitud de las mismas, proporciona a toda la zona una situación de transición climática y biogeográfica muy fuerte.

El río Arga nace en los montes de Quinto Real, en la vertiente meridional del collado de Urquiaga, al norte de Navarra (España). Poco después toma dirección sur, siendo sus aguas represadas en el embalse de Eugui, que con una capacidad de 21 Hm³ constituye el principal reservorio de agua potable para la Mancomunidad de Aguas de la Comarca de Pamplona. Una vez atravesado éste, continúa su curso por el Valle de Esteribar hasta llegar a la entrada de la Cuenca de Pamplona, en donde recibe al río Ulzama en el municipio de Huarte, afluente de gran importancia que duplica el caudal del Arga. El río Arga, así como el Ulzama, hasta llegar a la entrada de la Cuenca de Pamplona se caracterizan por ser ríos de montaña, con pendientes acusadas que discurren por valles estrechos. al atravesar la ciudad de Pamplona la pendiente se reduce considerablemente y adquiere un recorrido meandriforme atravesando extensas plataformas inundables asociadas al río que en momentos de riadas se ven anegadas. Poco después de recoger las aguas del Elorz, al dejar el término municipal de Pamplona, el río Arga se une al río Araquil para seguir aguas abajo hacia el Ebro.

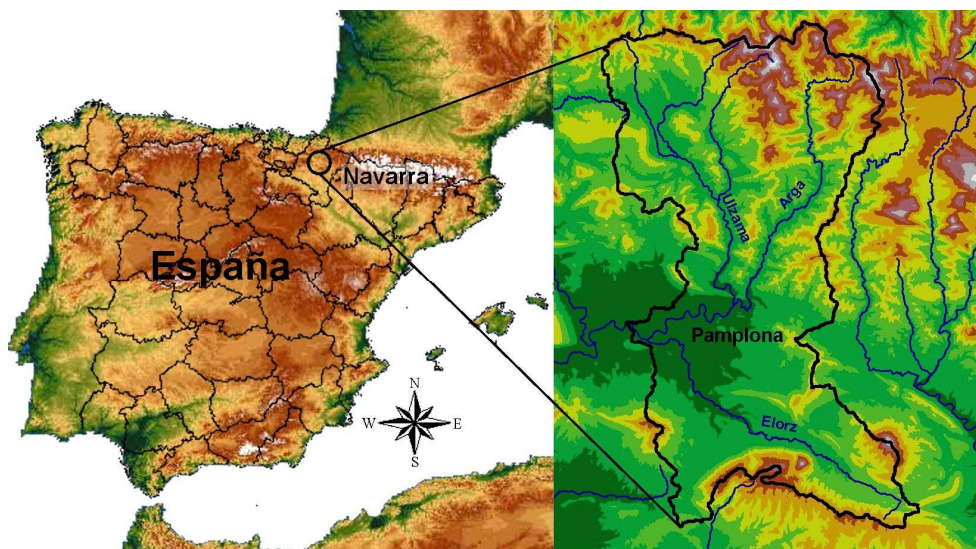


Figura 2.- Localización de la cuenca del Arga en Pamplona.

En la Figura 2 se representa la cuenca del río Arga que vierte al punto en el que se ubica la estación de aforo de Arazuri, perteneciente a la Confederación Hidrográfica del Ebro. Esta estación se localiza poco después de la confluencia del Arga con el río Elorz, cuando el Arga abandona Pamplona. La superficie de esta cuenca es de 803,49 km² y la red fluvial queda definida fundamentalmente por tres ríos: Arga, Ulzama y Elorz.

En cuanto a la vegetación presente en la cuenca, al norte de la cuenca del Arga predominan los hayedos. Aguas abajo del embalse de Eugui, la cuenca queda colonizada por el bosque de roble pubescente con pino albar, siempre acompañado por el boj como especie más abundante. El hayedo queda recluido en las orientaciones norte y noroeste. A partir de Huarte la llanura de inundación queda ocupada por *Salix eleagnus*. La cuenca del

Ulzama en su parte alta está caracterizada por el robledal de *Quercus robur* con abundancia de sotobosque y arbustos, además de cultivos de repoblación de chopos híbridos. Amplias praderas bordeadas de setos vivos forman el fondo del valle aprovechado por una rica cabaña ganadera. En su parte baja además del bosque de roble pubescente hay cultivos y pequeñas praderas. La porción sur de la cuenca, atravesada por el río Elorz y sus afluentes, se compone fundamentalmente de cultivos herbáceos y cereales, además de repoblación de pino de Austria. Las porciones de bosque, como los hayedos de las Sierras, están colonizadas por el robledal de roble pubescente que lleva como especie acompañante el boj.

A nivel geológico, la cabecera de la cuenca del río Arga se asienta en los terrenos paleozoicos de Quinto Real y hasta el pantano de Eugui el substrato es silíceo, mientras aguas abajo aparecen substratos de caliza dura y fliish. La parte media de la cuenca, a partir de Huarte, está formada por margas, además de arcillas y areniscas. La cuenca del río Ulzama, que nace en el macizo paleozoico de Quinto real, tiene en su parte alta una composición muy variada, estando compuesta por calizas, areniscas, conglomerados y afloramientos de esquistos. Aguas abajo, entra en terrenos eocénicos de fliish intercalados con calizas arcillosas, que en su tramo final enlazan con las margas. El río Elorz queda inmerso en las margas eocénicas que ocupan el fondo de la cuenca, entre las areniscas de la Sierra de Tajonar y los niveles calizos de la Sierra de Alaiz.

3.- DESCRIPCIÓN DEL MODELO HIDROLÓGICO HEC-HMS

El modelo HEC-HMS (*Hydrologic Modeling System*) es un modelo lluvia-escorrentía, desarrollado por el *Hydrologic Engineering Center* (HEC) del U.S. Army Corps of Engineers (USACE), que está diseñado para simular el hidrograma de escorrentía que se produce en un determinado punto de la red fluvial como consecuencia de un periodo de lluvia. El antecedente de este modelo, el HEC-1 (HEC, 1.990), nació como un modelo de eventos y ha sido considerado por muchos como el modelo más versátil (Bedient y Huber, 1.992) y probablemente el más ampliamente utilizado en este tipo de caracterizaciones hidrológicas de avenidas. En este trabajo se ha utilizado el HEC-HMS 3.5 (HEC, 2.010), versión que ya incluye la posibilidad de simular el proceso lluvia-escorrentía en tiempo continuo, aunque el objetivo de este trabajo, simulación de avenidas, no requiera esta opción.

La simulación de la red de drenaje de una cuenca constituye la base del modelo. Todas las demás opciones están desarrolladas sobre la capacidad de cálculo de hidrogramas en cualquier punto de la cuenca (Viessman, 1996). Los componentes del modelo funcionan basados en relaciones matemáticas simples que tratan de representar los procesos que intervienen en la generación y circulación de los hidrogramas de escorrentía: pérdidas, transformación del exceso de lluvia en caudal de salida de la cuenca, adición del flujo base, circulación del hidrograma por el cauce, etc.

En este caso, hay una serie de condicionantes o limitaciones que por distintos motivos tiene el modelo aplicado:

- La simulación se limita a eventos de lluvia (modelo de eventos), consecuencia de la propia aplicación del modelo a la simulación de avenidas
- En la modelación no se incluye la escorrentía subsuperficial al no disponer de valores de los parámetros que caracterizan el mismo.
- No se tiene en cuenta la presencia de nieve, es importante, por lo tanto, conocer si en cada evento ha habido o es importante la presencia de nieve.

El punto de partida, por lo tanto, es la estructura fisiográfica de la cuenca en base a la red fluvial, considerando, por una parte, las superficies generadoras de hidrogramas de escorrentía (sistemas hidrológicos o subcuencas), y, por otra, las unidades o sistemas hidráulicos por los que circulan dichos hidrogramas (cauces, embalses, etc.). Se parte, por lo tanto, de una representación distribuida de la cuenca basada en una red ramificada de sistemas hidrológicos-hidráulicos (subcuencas-embalses) conectados por sistemas hidráulicos (cauces). Cada sistema se caracteriza fundamentalmente por dos elementos: una serie de parámetros que especifiquen las características particulares del mismo, y unas relaciones matemáticas que rigen su comportamiento.

La información de partida para determinar este modelo estructurado de subcuencas y canales ha sido la red fluvial del mapa cartográfico de Navarra 1:25.000 y el modelo de elevación digital MED (25x25) del Gobierno de Navarra. Se ha trabajado con el Sistema de Información Geográfico (SIG) ArcView 3.2 de ESRI (REF). A partir de la información tratada y generada en este soporte, ArcView 3.2, se ha utilizado *HEC-GeoHMS 1.1* (REF). para volcar dicha información al HEC-HMS y construir el modelo conceptual de subcuencas y canales. El proceso seguido es el siguiente:

- 1.- Determinar el contorno de la cuenca objeto de estudio a partir del MED mencionado y considerando el punto definido por la estación de aforo de Arazuri como punto de drenaje de la red fluvial de la cuenca.
- 2.- Delimitación de las subcuencas atendiendo a distintos criterios:
 - 2.a. Se parte de las subcuencas generadas por la red de afluentes principales: Arga, Ulzama y Elorz.
 - 2.b. Cada una de estas subcuencas se subdivide a su vez en otras de superficie similar, dividiendo los tramos de cauce en tramos de longitud parecida.
 - 2.c. El embalse de Eugui, como tiene una estación de aforo a la salida, se ha considerado como una subcuenca que aporta el hidrograma registrado en la estación de aforo.
 - 2.d. La cuenca vertiente a la balsa de Ezkoriz, al ser muy pequeña y no tener desagüe, se considera como un pozo.

De esta forma se llega a la estructura de subcuencas, mostrada en la Figura 3, que en HEC-HMS genera el modelo conceptual que se presenta en la misma figura. En la Tabla 1 y 2 se presentan las características fisiográficas e hidrológicas esenciales de los sistemas: área de las subcuencas y longitud de los tramos de cauces de ríos...

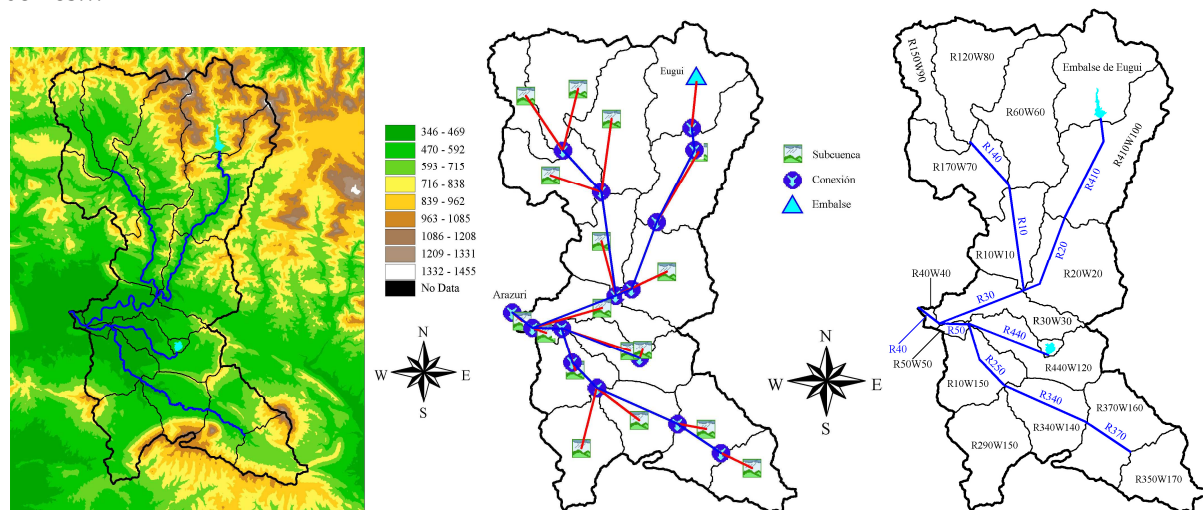


Figura 3.- Representación de la cuenca del Arga en Arazuri, dividida en subcuencas y con la red fluvial, y del modelo conceptual HEC-HMS con los sistemas hidrológicos (subcuencas) e hidráulicos (cauces).

Definido y establecido el modelo conceptual morfológico de la cuenca es preciso determinar los distintos componentes de los procesos involucrados en la generación del hidrograma en el punto de salida. En síntesis estos componentes para cada subcuenca son: yetograma de precipitación total (YPT) (entrada al modelo); yetograma de precipitación efectiva (YPE), una vez evaluadas las pérdidas; e hidrograma de escorrentía directa (HED). Finalmente estos HED generados en cada subcuenca hay que circularlos a lo largo de la red de cauces hasta el punto de drenaje de la cuenca objeto de estudio, sumándose en los puntos de confluencia, este proceso se denomina circulación o propagación de la avenida.

Yetograma de Precipitación Total (YPT)

El yetograma de precipitación total se introduce en el modelo para cada estación meteorológica con influencia en la cuenca objeto de estudio. En una primera aproximación, se utilizaron únicamente los registros de las estaciones meteorológicas automáticas (EMA) ya que aportan registros diezminutales, pero dada su escasa presencia en la zona montañosa de cabecera, se optó por introducir también las estaciones meteorológicas manuales (EMM) (datos diarios), cuya red tiene una mayor cobertura en todas las zonas de la cuenca, como se puede apreciar en la Figura 4. Los registros de estas estaciones se han utilizado transformando el dato diario en en datos diezminutales mediante la relación de la precipitación acumulada y los yetogramas de las EMA más próximas. Una vez consideradas todas las estaciones, las áreas de influencia de cada estación meteorológica se han obtenido mediante el método de los Polígonos de Thiessen con ArcView.

Por lo tanto, los valores de precipitación del yetograma en cada subcuenca, P_{sb} , y para cada intervalo de tiempo, i , que se suponen uniformes en toda la superficie de cada subcuenca, se determinan como una media ponderada

de las precipitaciones, P_{em} , de las distintas estaciones meteorológicas, j , con influencia en la subcuenca, según la ecuación (1):

$$P_{sb}(i) = \frac{\sum_{j=1}^n P_{em}(i, j) w(j)}{\sum_{j=1}^n w(j)} \quad (1)$$

donde: $P_{sb}(i)$ es la precipitación media uniforme sobre una subcuenca en el intervalo i .
 $P_{em}(i, j)$ es la precipitación en el intervalo i registrada en la estación j .
 $w(j)$ es el área de influencia de la estación j en la subcuenca
 n es el número de estaciones meteorológicas con influencia en la subcuenca.

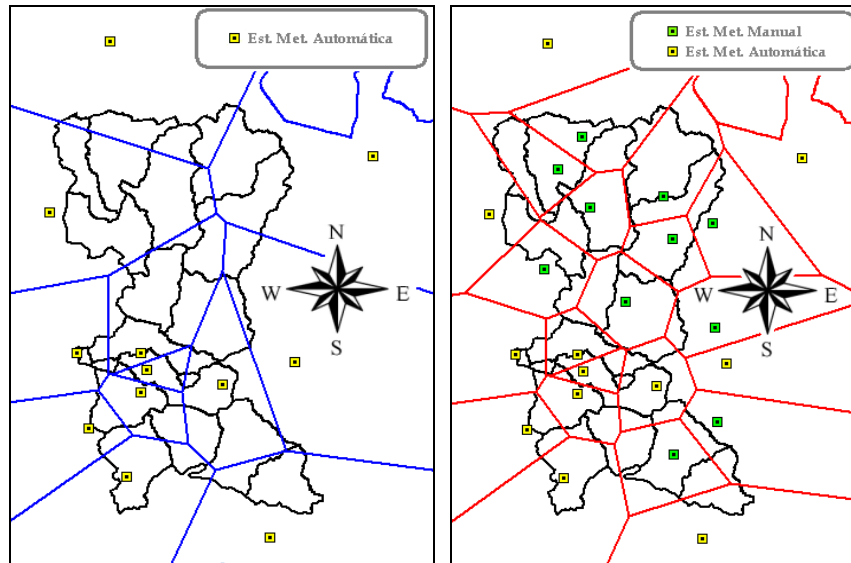


Figura 4.- Áreas de influencia de las estaciones meteorológicas determinadas mediante Polígonos de Thiessen.

Yetograma de Precipitación Efectiva (YPE)

La precipitación efectiva es la fracción de la precipitación total que se transforma en escorrentía directa, el resto de la precipitación, que incluye la interceptación de la lluvia por la vegetación, el almacenamiento superficial en el terreno, la evaporación directa y la infiltración del agua en el suelo, es considerada como pérdidas o abstracciones. Para el cálculo de las pérdidas HEC-HMS cuenta con diferentes métodos que utilizar distintas funciones. En este caso como partimos de la información digitalizada del uso y tipo de suelo hemos elegido el método del Servicio de Conservación de Suelos (SCS) o del número de curva (CN) que es uno de los más utilizados en el ámbito profesional.

Este método fue desarrollado por el Servicio de Conservación de Suelos (SCS) del Departamento de Agricultura de los EE.UU (USDA) para estimar las pérdidas (o abstracciones) en un evento de lluvia o aguacero (Mockus, 1969). En este método la altura de lluvia efectiva es función del volumen de precipitación total y de un parámetro de pérdidas denominado **número de curva CN**. El número de curva varía en el rango de 0 a 100 y depende de factores que influyen en la generación de escorrentía en la cuenca: tipo hidrológico del suelo (Grupo hidrológico-Capacidad de drenaje); uso y manejo del terreno; condición superficial del suelo; y condición de humedad antecedente.

Esta metodología establece que para un acontecimiento de lluvia o aguacero, el volumen de precipitación efectiva, P_e , siempre es menor que la precipitación total, P . La escorrentía superficial directa comienza después de que se alcance un cierto valor de lluvia acumulada, I_a , denominada pérdida (o abstracción) inicial. Este valor viene a representar el volumen de precipitación que queda retenido en la cuenca como consecuencia de la interceptación, infiltración y almacenamiento superficial que se produce al inicio de la lluvia. Una vez iniciada la escorrentía directa, la altura de lluvia adicional almacenada en la cuenca, es decir que no se transforma en escorrentía superficial directa, F_a , es menor o igual a una capacidad de retención, o retención potencial, máxima

de la cuenca, S . La hipótesis del método del SCS fundamentalmente consiste en combinar la relación que liga las cantidades actuales y potenciales con la ecuación de continuidad, de esta forma llegamos a la expresión (2):

$$P_e = \frac{(P - I_a)^2}{P - I_a + S} \quad (2)$$

En base a datos de numerosas cuencas pequeñas experimentales instaladas a lo largo de los EE.UU., se llegó a la expresión $I_a = 0,2 S$, donde el coeficiente 0,2 es el valor de un parámetro de ajuste, recomendado por el SCS como estándar del coeficiente de pérdidas iniciales en base a ese gran número de datos experimentales. En trabajos de investigación donde se disponen de datos precipitación-caudal de cierta garantía, es posible y conveniente considerar este coeficiente de pérdidas iniciales, C_p , como un parámetro adicional del método del Número de Curva ($I_a = C_p S$).

Los estudios realizados por el SCS permitieron relacionar la retención máxima potencial, S , con un parámetro de referencia empírico y adimensional que se denomina **número de curva, CN**, cuyos valores se encuentran en el rango de 0 a 100. El valor de 100 corresponde a superficies impermeables donde la capacidad de almacenamiento de la cuenca es 0 (no hay posibilidad de pérdidas o abstracciones) y, por el contrario, 0 es para superficies totalmente permeables donde la capacidad de almacenamiento es ilimitado (todo lo precipitado sería pérdidas). Su expresión en mm es:

$$S = 254 \cdot \left(\frac{100}{CN} - 1 \right) \quad (3)$$

Para la estimación del CN en cuencas no aforadas se parte de tablas que han sido elaboradas por diferentes Organismos de la Administración de EE.UU. (SCS, 1.985; Forest Service, 1.959) disponibles en Ponce (1.989). En estas tablas de valores de CN se intentan describir situaciones complejas en las que se combinan distintas condiciones: grupo hidrológico de suelo, tratamiento y uso de la tierra (suelo), condición hidrológica de la superficie, y condición antecedente de humedad. Con estas tablas y la información digital disponible de la cuenca: mapa de suelos 1:50.000 (Iñiguez, J. *et al.* 1982-1992), mapa de usos 1:25.000 (G.N., 2001) se ha elaborado el mapa de CN de la cuenca del Arga para unas condiciones de humedad de referencia medias. Con este mapa se han determinado los valores de CN medios de las distintas subcuencas, así como los demás parámetros, que se presentan en la Tabla 1.

Subcuenca	Área (km ²)	CN	I_a (mm)	T_t (min.)
R10W10	43,618	69	22,82	26,40
R20W20	67,716	69	22,82	26,04
R30W30	39,451	85	8,96	23,15
R40W40	2,341	85	8,96	6,30
R50W50	3,246	85	8,96	7,32
R60W60	74,530	62	31,14	33,30
R170W70	52,553	65	27,35	28,50
R120W80	61,437	64	28,58	32,28
R150W90	32,739	66	26,17	25,80
R410W100	83,099	62	31,14	37,38
R440W120	45,535	80	12,70	21,96
R310W130	41,029	81	11,92	16,20
R340W140	40,997	78	14,33	18,06
R290W150	50,085	76	16,04	20,22
R370W160	56,328	73	18,79	17,04
R350W170	37,076	70	21,77	16,08
R390W180	68,836	61	32,48	23,34
R420W190	2,866	81	11,92	4,50

Tabla 1.- Valores de las áreas y de los parámetros hidrológicos medios cada una de las subcuencas: CN , I_a y T_t .

Circulación de la lluvia efectiva a través de la cuenca

Este proceso hace referencia a la generación del hidrograma en el punto de drenaje de una cuenca como consecuencia de la circulación de la lluvia efectiva a través de toda la superficie de la cuenca, componente que representa la escorrentía superficial directa. HEC-HMS, al igual que para los demás componentes del modelo, dispone de diferentes métodos para determinar este hidrograma de escorrentía directa. En este trabajo se ha seleccionado la técnica del **hidrograma unitario (HU)** y, dentro de ésta, se ha elegido el **HU Adimensional del SCS** por ser un método sencillo ampliamente aplicado en multitud de casos. Este HU se desarrolló en el SCS, en la década de los 50, en base a observaciones de numerosas cuencas agrícolas repartidas a lo largo de toda la geografía de los EE.UU.. Las variables están adimensionalizadas, haciendo el mismo de ámbito universal, de forma que el caudal se representa como (q/Q_p) , siendo Q_p , el caudal punta generado en la cuenca objeto de estudio; y el tiempo como (t/T_p) , donde T_p es el tiempo al pico. Dado que el área bajo el HU debe ser igual a un volumen de escorrentía unitario, se puede demostrar, en base a una revisión de un gran número de HU obtenidos en los EE.UU. (Chow, 1994), que:

$$Q_p = \frac{2,08A}{T_p} \quad (4)$$

Donde: Q_p es el caudal punta en m^3/s por cm de lluvia efectiva; A es la superficie de la cuenca en km^2 ; y T_p es el tiempo al pico en horas, cuyo valor es:

$$T_p = \frac{T_y}{2} + T_l \quad (5)$$

Siendo: T_y la duración del pulso de lluvia; y T_l el tiempo de desfase o de retardo de la cuenca (tiempo comprendido entre el centro de gravedad del pulso de lluvia y el instante del caudal máximo) que se determina mediante la expresión (6) (Ponce, 1989):

$$T_l = \frac{L^{0,8} (2.540 - 22,86 CN)^{0,7}}{14.104 CN^{0,7} I^{0,5}} \quad (6)$$

En la que: T_l viene dado en horas; L es la longitud hidráulica en m (longitud medida a lo largo del cauce principal hasta la divisoria de la cuenca); I es la pendiente media de la cuenca en m/m ; y CN es el valor del número de curva medio de la cuenca. Los valores de T_l para cada subcuenca se presentan en la Tabla 1.

Circulación de los hidrogramas a lo largo de los cauces

La circulación de avenidas o hidrogramas hace referencia a como se propagan las avenidas a través de la red de cauces, permite, por lo tanto, determinar el tiempo y la magnitud del caudal en un punto de un curso de agua utilizando hidrogramas conocidos en uno o más puntos aguas arriba. De los diferentes métodos que HEC-HMS tiene implementados para circular los hidrogramas generados en las subcuencas a través de los cauces se ha elegido el método de **Muskingum**. Ésta es la técnica hidrológica más difundida para manejar relaciones variables de descargas-almacenamientos (Chow, 1994). Este método modela el almacenamiento volumétrico de los hidrogramas a lo largo de los cauces de los ríos mediante la combinación de dos almacenamientos conceptuales: uno en forma de cuña y otro en forma de prisma. La ecuación fundamental de este método es:

$$Q_{j+1} = C_1 I_{j+1} + C_2 I_j + C_3 Q_j \quad (7)$$

donde I_i es caudal entrante en un tramo en el instante i ; Q_i es caudal saliente del mismo tramo en el instante i ; y C_1 , C_2 , y C_3 son constantes que dependen de dos parámetros: k y x que son los parámetros del modelo, y que representan, respectivamente, un tiempo de circulación o de tránsito, con dimensiones de tiempo, y un coeficiente de almacenamiento adimensional.

El valor de x depende de la forma del almacenamiento en cuña modelado, así el valor de x oscila entre 0, para un almacenamiento sin cuña (embalse), y 0,5, para el caso de que exista una cuña perfectamente definida. El modelo es poco sensible al valor de x y normalmente para corrientes naturales se asume un valor medio próximo a 0,2 (Chow, 1994). En nuestro caso se ha asumido este valor para todos los cauces. El tiempo de tránsito o circulación del hidrograma de avenida, k , en cada uno de los tramos de cauces de ríos se ha estimado a partir de la celeridad de la onda de avenida cuyo valor se ha determinado en base a estudios hidráulicos (*Estudio Hidráulico del río Arga en la Comarca de Pamplona*, 1998) realizados en el Ayuntamiento de Pamplona, y a los valores de pendiente medias de los tramos. Cada tramo se ha dividido en subtramos que se han calculado dividiendo la longitud de cada tramo por el producto de celeridad y el intervalo de tiempo de simulación elegido. En la Tabla 2 se presentan los valores de los parámetros del modelo de Muskingum para cada uno de los canales considerados en el modelo de la cuenca representado en la Figura 3.

Tramo	Longitud (m)	c (m/s)	x	k (h)	Subtramos
R10	14119,3	1,5	0,2	2,6	16
R20	4106,7	1,1	0,2	1,0	6
R40	2894,0	1,3	0,2	0,6	4
R30	14123,9	1,3	0,2	3,0	18
R50	3529,9	1,5	0,2	0,7	4
R140	6447,7	1,5	0,2	1,2	7
R200	8309,1	1,1	0,2	2,1	13
R250	4748,1	1,1	0,2	1,2	7
R280	4437,0	1,1	0,2	1,1	7
R340	15309,8	1,3	0,2	3,3	20
R370	6241,6	1,1	0,2	1,6	9
R380	10863,7	1,5	0,2	2,0	12
R410	3661,0	1,5	0,2	0,7	4
R440	10742,9	1,1	0,2	2,7	16

Tabla 2.- Valores de los parámetros del modelo de Muskingum de los distintos cauces.

5.- APLICACIÓN DEL MODELO HIDROLÓGICO HEC-HMS.

Para el análisis y aplicación del modelo HEC-HMS se han seleccionado 5 eventos de avenida, los más representativos de los últimos 10 años (Tabla 3), de los que se ha dispuesto de datos de lluvia y de caudal en las distintas estaciones meteorológicas y foronómicas. Previo a la aplicación del modelo, se ha realizado la separación del flujo base y un análisis de sensibilidad, con este último análisis podemos ver como influyen los valores de los parámetros en el hidrograma de salida.

5.1- SEPARACIÓN DEL FLUJO BASE.

Una vez seleccionados los eventos en los se va implementar en el modelo, se determina el hidrograma de escorrentía directa (H.E.D.) utilizando el método de separación del flujo base del algoritmo de K. Eckhardt (2005).

$$q_i = \frac{(1 - BFI_{Max})}{1 - a BFI_{Max}} [Q_i - a(Q_{i-1} - q_{i-1})] ; \quad q_i \geq 0 \quad (8)$$

donde q_i es la escorrentía directa en el instante i , Q_i es la escorrentía total en el instante i , a es una constante de recesión del flujo subterráneo y $BFI_{Máx.}$ es el índice del flujo subterráneo.

Dentro de la ecuación, se ha tenido en cuenta como variables, dos parámetros. El primer parámetro, a , se relaciona con la recesión del flujo base y se determinó con un valor de 0,999 o próximo a él. Y el segundo parámetro, $BFI_{Máx.}$, indica la máxima proporción de flujo base, con respecto a la escorrentía total, que se alcanzaría en la condición de equilibrio, si el almacenamiento de la cuenca se mantuviese constante en un periodo de tiempo suficientemente largo. Este se determinó como un valor de 0,6 o próximo a él, variándose en función del grafismo del dato del caudal y para que el resultado sea lógico.

EVENTO	días	a	$BFI_{Máx.}$
Marzo de 2006	9 al 11	0,998	0,6
Abril de 2007	1 al 4	0,999	0,7
Enero de 2009	25 al 28	0,999	0,6
Febrero de 2009	10 al 12	0,999	0,6
Enero de 2010	14	0,999	0,7

Tabla 3.- Valores de los parámetros de separación del flujo base para cada evento en Arazuri.

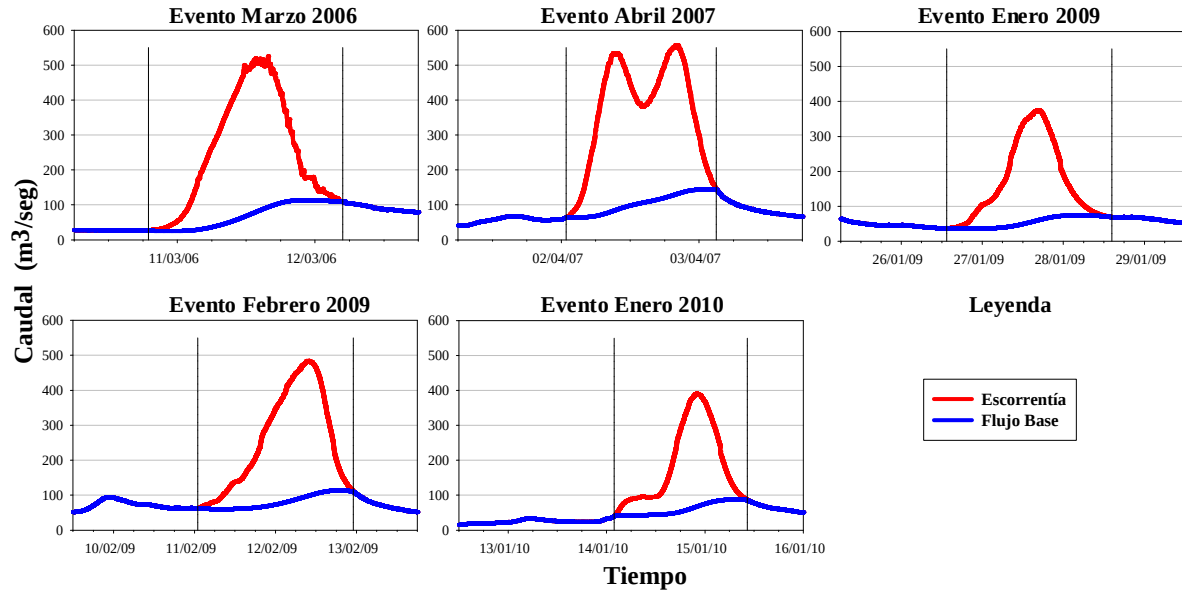


Figura 5.- Separación del flujo base para cada evento en Arazuri.

5.2- ANÁLISIS DE SENSIBILIDAD.

Se ha realizado un análisis de sensibilidad de los parámetros más significativos de los métodos utilizados: número de curva (CN); pérdidas iniciales (I_a); tiempo de tránsito (k de Muskingum); y tiempo de desfase (T_f). Para evaluar el grado de sensibilidad se ha aplicado el índice de sensibilidad, S , descrito por Nearing *et al.* (1989).

$$S = \left| \frac{(O_{Max} - O_{Min}) / O_{Med}}{(I_{Max} - I_{Min}) / I_{Med}} \right| \quad (9)$$

En donde $I_{Máx}$ es el valor máximo del parámetro a analizar; $I_{Mín}$ es el valor mínimo de dicho parámetro; y I_{Med} es el valor medio; $O_{Máx}$ es el valor máximo de la variable de salida a evaluar; $O_{Mín}$ es su valor mínimo; y O_{Med} es el valor medio. Los valores de S muy cercanos a 1 indican un incremento muy similar de las dos distribuciones de valores.

El número de curva (CN).

El análisis de sensibilidad del parámetro del número de curva o CN se ha realizado utilizando intervalos de valores de los números de curva medios de toda la cuenca, para averiguar las variaciones tanto en el caudal producido como en los tiempos de partida de la curva de caudal. Se ha implementado cada CN medio subiéndolo de una forma porcentual relativa. Para variar el valor de los CN medios, se ha optado por subir porcentualmente la fracción que falta a cada valor de CN medio para llegar al valor máximo (100), es decir, se calcula la diferencia entre el valor medio de partida y el valor 100, sumando las variaciones porcentuales de 10% hasta 90% de esta fracción al valor de partida mismo. Una vez calculados los CN correspondientes a las variaciones porcentuales, se han realizado nuevas simulaciones manteniendo los demás parámetros fijos, obteniendo los resultados que se muestran en la Figura 6 y en las Tablas 4 y 5.

Las pérdidas iniciales (I_a).

Las pérdidas iniciales, I_a , miden la cantidad de precipitación que no produce escorrentía directa en el punto de salida de la cuenca al inicio de la tormenta. En condiciones normales, I_a se puede considerar como el 20% de las pérdidas potenciales máximas ($I_a = 0,2 S$), aunque, como ya se ha explicado, realmente ese valor de 0,2 es coeficiente de pérdidas iniciales, C_p , ($I_a = C_p S$). Por lo tanto el valor de I_a depende de S y éste depende directamente del CN . Ahora bien, como cuando se trata de avenidas extraordinarias las condiciones iniciales del suelo son críticas, parece que lo más interesante sea comprobar la sensibilidad del modelo con respecto a la

variación del parámetro C_p . Por lo tanto, si el valor estándar de este parámetro es 0,2, se han tomado también valores de C_p de 0,05 y 0,1. De igual forma, manteniendo fijos los demás parámetros se han realizado nuevas simulaciones, obteniendo los resultados que se muestran en la Figura 6 y en las Tablas 4 y 5.

El tiempo de tránsito (k).

El objeto del análisis de sensibilidad del parámetro, k , tiempo de tránsito de Muskingum, es averiguar las variaciones que los tiempos de tránsito provocan en la formación del caudal. Igualmente, dejando todos los demás parámetros fijados, se subieron y bajaron los tiempos de tránsito de un intervalo de media hora. Los resultados igualmente se muestran en la Figura 6 y en las Tablas 4 y 5.

El tiempo de desfase (T_l).

Para el parámetro T_l también se hizo un análisis de sensibilidad para averiguar la variación que provoca en el hidrograma de caudal. Siempre dejando los demás parámetros fijados, se subieron y bajaron los tiempos de desfase según intervalos porcentuales. La visualización gráfica (Figura 6) de los hidrogramas de caudal ayuda a entender las consecuencias de la variación de los parámetros analizados. En las Tablas 4 y 5 se muestran los resultados de dicho análisis. El tiempo de desfase, parámetro del método del hidrograma adimensional del SCS, se estimó utilizando la expresión (6).

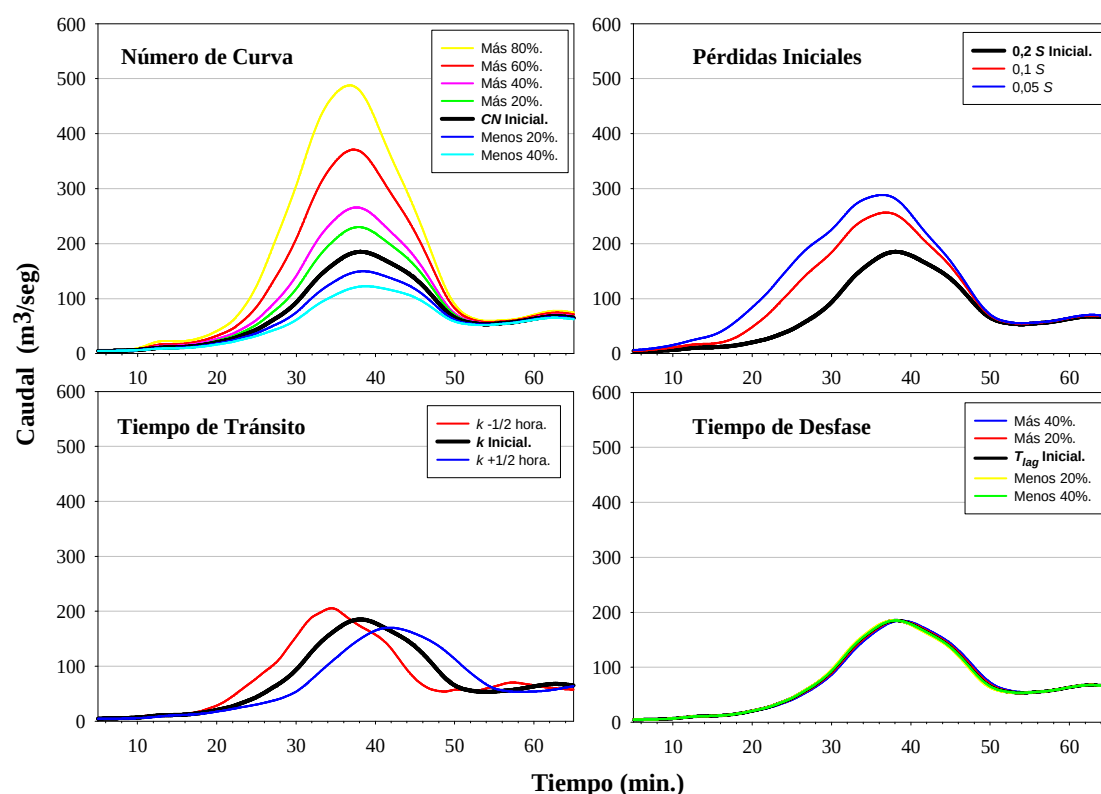


Figura 6.- Análisis de sensibilidad.

Del análisis gráfico, parece apreciarse que el **número de curva, CN** , es el parámetro más sensible, su variación tiene un gran efecto sobre el valor del caudal simulado (hidrograma), fundamentalmente con respecto al volumen del hidrograma y al caudal punta o pico y, sin embargo, no es tan sensible respecto al tiempo al pico (Fig. 6). Con respecto a las **pérdidas iniciales, I_a** , se puede apreciar (Fig. 6) que una variación del valor de I_a también provoca un efecto importante en el volumen de escorrentía. Una disminución de las pérdidas iniciales hace que el aporte de la lluvia caída se transforme con mayor rapidez en escorrentía, anticipando y elevando la curva de ascenso del hidrograma. Consecuencia de esto es que el caudal pico, Q_p , también sea bastante sensible al valor I_a , mientras que el tiempo al pico, T_p , es significativamente menos sensible que los dos parámetros comentados. En referencia al **tiempo de tránsito, k** , es evidente que la disminución o el aumento del valor de dicho parámetro, al aumentar o disminuir respectivamente la velocidad de tránsito del agua a lo largo del cauce, provocará una anticipación o un retardo respectivamente en el hidrograma de salida y, por lo tanto, del tiempo al pico, T_p ; así como un aumento o disminución respectivamente del valor del caudal pico, Q_p . Por último, de la

Figura 6, también se aprecia que el efecto de la variación del **tiempo de desfase, T_p** , en el hidrograma simulado es mucho menor que el de los otros parámetros analizados, es decir, el tiempo de desfase, es un parámetro poco sensible, una variación porcentual pequeña de dicho parámetro no provoca variación apreciable en el hidrograma.

Parámetro	Variación	Valor parámetro	T_p (h)	Q_p (m ³ /s)
CN	$CN_{ref}-40\%$	57	12:30	122,5
	$CN_{ref}-20\%$	63	12:00	149,5
	CN_{ref}	71	12:00	185,1
	$CN_{ref}+20\%$	76	12:00	230,1
	$CN_{ref}+40\%$	82	12:00	265,3
	$CN_{ref}+60\%$	88	11:30	370,8
	$CN_{ref}+80\%$	94	11:30	487,7
I_a (mm)	$I_{a_{ref}}=0,20\ S$	22,9	12:00	185,1
	$I_{a_{ref}}=0,10\ S$	11,5	11:30	256,6
	$I_{a_{ref}}=0,05\ S$	5,7	11:00	288,3
k (h)	$k_{ref}-0,5\ h$	1,2	10:00	204,3
	k_{ref}	1,7	12:00	185,1
	$k_{ref}+0,5\ h$	2,2	14:00	170,1
T_l (h)	$T_{l_{ref}}$	21,3	12:00	185,1
	$T_{l_{ref}}+20\%$	25,6	12:00	184,5
	$T_{l_{ref}}+40\%$	29,9	12:30	184,8

Tabla 4.- Valores del Tiempo al pico, T_p , y del Caudal pico, Q_p , para los distintos escenarios del análisis de sensibilidad.

Para intentar cuantificar este efecto o sensibilidad de los parámetros, se ha utilizado el índice de sensibilidad de Nearing, S , (ecuación 9). El valor de este índice se ha estimado por intervalos del valor del parámetro, para ver también como varía la sensibilidad en función de los valores. De esta forma, se ha podido apreciar que el CN es muy sensible fundamentalmente para valores elevados, el I_a es más sensible para valores bajos, y la sensibilidad de k lógicamente no depende de su valor. Se han omitido los resultados obtenidos para el T_l ya que los valores del coeficiente de Nearing eran próximos a cero.

Parámetros	Intervalos de variación	I. Nearing, S
CN	$CN_{ref}-40\%$ y $CN_{ref}-20\%$	1,99
	$CN_{ref}-20\%$ y CN_{ref}	1,78
	CN_{ref} y $CN_{ref}+20\%$	3,19
	$CN_{ref}+20\%$ y $CN_{ref}+40\%$	1,87
	$CN_{ref}+40\%$ y $CN_{ref}+60\%$	4,70
	$CN_{ref}+60\%$ y $CN_{ref}+80\%$	4,13
I_a (mm)	0,20S y 0,10S	2,06
	0,10S y 0,05S	4,28
k (horas)	k_{ref} y $k_{ref}-0,5$ horas	3,45
	k_{ref} y $k_{ref}+0,5$ horas	3,08

Tabla 5.- Análisis de las curvas de caudal y de los parámetros mediante Nearing.

6.- RESULTADOS.

Se han realizado dos simulaciones en función de las estaciones meteorológicas utilizadas para la división areal de cuenca: en la primera solo se han utilizado las estaciones meteorológicas automáticas (EMAs); y en la segunda se han utilizado ambas las EMAs y las manuales (EMMs). En la Figura 7 se pueden observar las diferencias, se aprecia una mejora del hidrograma simulado cuando se utilizan tanto las estaciones meteorológicas automáticas como las manuales.

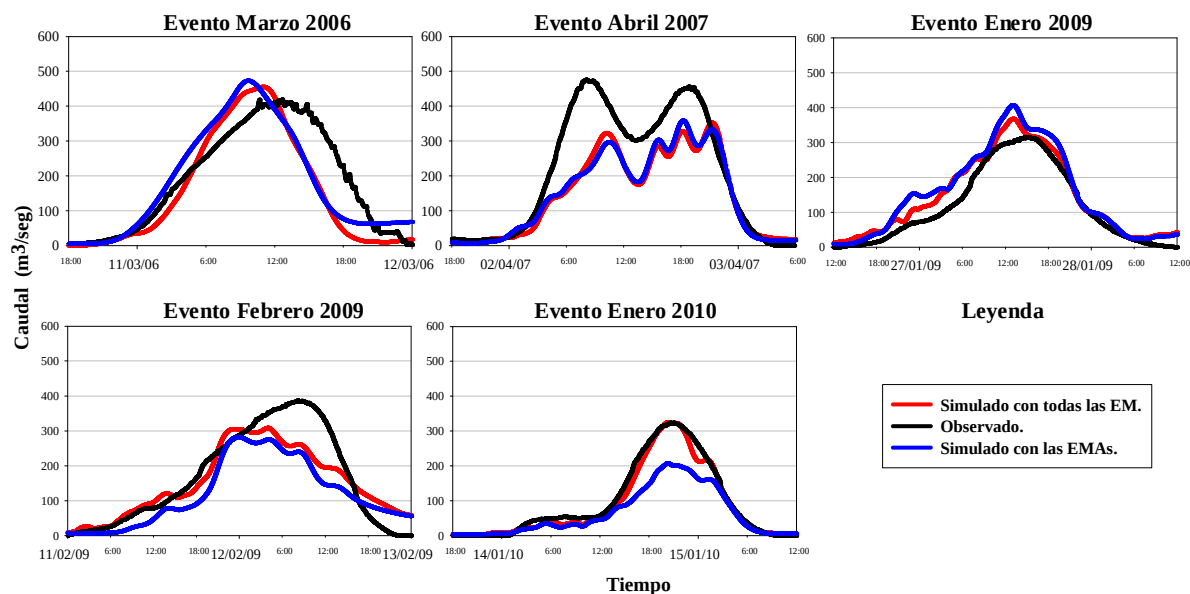


Figura 7.- Comparación de los resultados obtenidos mediante la simulación con EMAS y con EMAS+EMMs.

Como se observa, a excepción del evento de abril de 2007, que es un episodio complejo, en el resto de los eventos los resultados son bastante aceptables para ser una mera aplicación del modelo HEC-HMS sin ningún tipo de calibración. Para evaluar los resultados de la aplicación del modelo se han calculado los errores relativos en % de diferentes parámetros como: el volumen del hidrograma, el caudal punta o pico y el tiempo al pico; así como el valor de la Eficiencia, E , según Nash y Sutcliffe (1970) dado por la ecuación (10), que refiere el grado de error obtenido de forma normalizada y adimensional. Este índice varía entre 0 (ajuste nulo) y 1 (ajuste perfecto).

$$E = 1 - \frac{\sum_{j=1}^m [Q_{obs,j} - Q_{sim,j}]^2}{\sum_{j=1}^m [Q_{obs,j} - \bar{Q}_{obs}]^2} \quad (10)$$

Donde: Q_{sim} es el caudal simulado; Q_{obs} es el caudal observado y $\bar{Q}_{obs}$ es el caudal medio observado.

Parametros		Eventos				
		Marzo 2006	Abril 2007	Enero 2009	Febrero 2009	Enero 2010
Caudal Pico, Q_p (m^3/s)	Observado	419,40	475,60	387,20	314,80	324,00
	Simulado	455,50	345,60	321,00	358,90	322,00
	Dif. abs	-36,10	130,00	66,20	-44,10	2,00
	Dif. (%)	-8,61	27,33	17,10	-14,01	0,62
Tiempo al Pico T_p (horas)	Observado	35,83	27,00	8,00	26,67	20,00
	Simulado	19,83	38,83	7,50	27,50	29,00
	Dif. Abs.	16,00	-11,83	0,50	-0,83	-9,00
	Dif. (%)	44,66	-43,81	6,25	-3,11	-45,00
Volumen del HED (m^3)	Observado	20.727.060	28.457.280	20.169.540	28.738.920	14.714.880
	Simulado	17.282.160	18.572.400	22.879.800	30.086.040	13.191.900
	Dif.	3.444.900	9.884.880	-2.710.260	-1.348.120	1.522.980
	Dif. (%)	16,62	34,74	-13,44	-4,69	10,35
Eficiencia (E)		0,84	0,78	0,93	0,90	0,98

Tabla 6.- Valores de los errores de Q_p , T_p y VED relativos y de la Eficiencia, E .

En la Tabla 6 se muestran los valores de los índices indicados para cada evento, que ponen de manifiesto lo ya comentado, es decir, la bondad de los resultados excepto para el evento de abril del 2007. Los valores de eficiencia, son bastante elevados, salvando el evento indicado; las diferencias relativas, respecto al caudal punta y al volumen de escorrentía son bastante aceptables, excepto el caso indicado; y el tiempo al pico es la variable que peores resultados da.

7.- CONCLUSIONES.

Los resultados obtenidos (hidrogramas simulados) por la aplicación del modelo HEC-HMS, en la cuenca del río Arga a su paso por Pamplona, a los 5 sucesos de avenida más significativos de los últimos 10 años, han sido bastante aceptables, sin haber realizado una calibración previa. Esto da por válido el trabajo previo de caracterización física e hidrológica de la cuenca, como la asignación de los distintos parámetros que caracterizan los distintos procesos hidrológicos como: CN , T_b , x , k , c .

Del análisis de sensibilidad, se concluye que el número de curva, CN , es el parámetro más sensible, su variación tiene un gran efecto sobre el valor del caudal simulado (hidrograma). Con respecto a las pérdidas iniciales, I_a , se aprecia también que es bastante sensible aunque en menor medida, su variación provoca un efecto importante en el volumen de escorrentía. En referencia al tiempo de tránsito, k , es evidente que la disminución o el aumento del valor de dicho parámetro provocará una anticipación o un retardo respectivamente en el hidrograma de salida y, por lo tanto, del tiempo al pico, T_p ; así como un aumento o disminución respectivamente del valor del caudal pico, Q_p . Por último, el tiempo de desfase, T_b , es un parámetro poco sensible en el hidrograma simulado, mucho menor que el de los otros parámetros analizados.

La introducción de los datos de las series de precipitación diaria, con las distribuciones temporales ponderadas de las series de precipitación de las estaciones automáticas (cada 10 minutos), mejoran significativamente los resultados de la simulación, es decir, los hidrogramas simulados.

Los resultados de la aplicación del modelo, aportan valores de eficiencia, E , muy satisfactorios en cuatro de cinco avenidas; y, en general, aportan mejores resultados para los caudales, caudal punta y volumen de escorrentía, que para el tiempo al pico.

8.- REFERENCIAS.

Bedient, P.B. y Huber, W.C. 1990. *Hydrology and Floodplain Analysis*. Addison-Wesley, Reading. 319.

Castiella Muruzábal J., Pérez Martín C. y Sanz Azcárate L. 2007. *Foro del Agua de Navarra: Documento técnico para la participación pública en la cuenca del Arga*. Gobierno de Navarra, Departamento de Medio Ambiente, Ordenación del Territorio y Vivienda. Pamplona, Navarra.

Centro de estudios y experimentación de obras públicas (CEDEX) Website. <http://www.cedex.es/>

Chow, V.T., Maidment D.R., Mays L.W. 1994. *Hidrológica aplicada*. McGraw-Hill. Stª Fe de Bogotá.

Confederación Hidrográfica del Ebro (CHE) Website. <http://www.chebro.es/>

Eckhardt K. 2005. *How to construct recursive digital filters for baseflow separation*. Wiley Inter Science, Hydrological Processes, 19, 507-515.

Eckhardt K. 2008. *A comparison of baseflow indices, which were calculated with seven different baseflow separation methods*. Journal of Hydrology, 352, 168-173.

El parque fluvial de Pamplona Website. <http://www.parquefluvialdepamplona.es/>

Environmental Systems Research Institute (ESRI) Support Center. GIS and Mapping Software. Desktop GIS for mapping, Data Integration, Analysis. ESRI. <http://www.esri.com/>

Geospatial Hydrologic Modeling Extension. 2003. *HEC-GeoHMS User's Manual, Version 1.1, December 2003*. US Army Corps of Engineers, Hydrologic Engineering Center. Davis, California.

Gerencia de Urbanismo. 1998. *Estudio Hidráulico del río Arga en la Comarca de Pamplona*. Ayuntamiento de Pamplona. Pamplona, Navarra.

Gobierno de Navarra (GN). 2001. *Mapa de Cultivos y Aprovechamientos de Navarra (MCAN) 1:25.000*. Departamento de Agricultura, Ganadería y Alimentación del Gobierno de Navarra. Sección de Suelos y Climatología. Pamplona., Navarra.

Gobierno de Navarra (GN) Website. <http://www.navarra.es/>

González Moreno, M.A. 2011. *Simulación de los episodios de avenida en el río Arga a su paso por Pamplona mediante HEC-HMS*. Trabajo Final de Carrera. Escuela Técnica Superior de Ingenieros Agrónomos (ETSIA) de la Universidad Pública de Navarra (UPNA). Pamplona, Navarra.

Hydrologic Modeling System HEC-HMS. 2010. *HEC-HMS User's Manual Version 3.5, August 2010*. U.S. Army Corps of Engineers, Hydrologic Engineering Center. Davis, California.

Hydrologic Modeling System HEC-HMS. 2000. *Technical Reference Manual, March 2000*. U.S. Army Corps of Engineers, Hydrologic Engineering Center. Davis, California.

I

Iglesias Marrodán, D. 2008. *Estudio de los sucesos extraordinarios de lluvia y sus efectos en la cuenca del río Arga*. Trabajo Final de Carrera. Escuela Técnica Superior de Ingenieros Agrónomos (ETSIA) de la Universidad Pública de Navarra (UPNA). Pamplona, Navarra.

Infraestructura de datos espaciales de Navarra (IDENA) Website. <http://idena.navarra.es/>

Instituto Geológico y Minero de España (IGME) Website. <http://www.igme.es/>

Instituto Nacional de Estadística (INE) Website. <http://www.ine.es/>

Iñiguez, J. et al. 1982-1992. *Mapa de Suelos de Navarra, escala 1: 50.000*. Departamento de Edafología de la Universidad de Navarra (UN). Pamplona, Navarra

Ministerio del Medio Ambiente, Rural y Marino (MARM) Website. <http://www.marm.es/>

Mockus V. 1969. *National Engineering Handbook, section 4: Hydrology*. United States Department of Agriculture (USDA). Soil Conservation Service (SCS). Washington, D.C.

Moreno Colás, M.C. y García Vera, M.A. 2000. *Los aprovechamientos en la Cuenca del Ebro: Afección en el régimen hidrológico fluvial*. Ministerio del Medio Ambiente, Dirección General de obras hidráulicas y calidad de las aguas, Oficina de planificación hidrológica, 11-13. Zaragoza, Aragón.

Nash, J.E., Sutcliffe, J.V. 1970. *River flow forecasting through conceptual models I: A discussion of principles*, Journal of Hydrology 10, 282-290.

Nearing, M.A., L.D. Ascough and H.M.L. Chaves. 1989. *WEPP model sensitivity analysis*. WEPP-USDA Water Erosion Prediction Project. USDA-ARS-NSERL, 2, 14.1-14.33.

Ponce, V.M. 1989. *Engineering Hydrology: Principles and Practices*. Prentice Hall. New Jersey.

Servicio Meteorología y Climatología de Navarra Website. <http://meteo.navarra.es/>

Sistema automático de información hidrológica de la cuenca hidrográfica del Ebro (SAIH Ebro) Website. <http://www.saihebro.com/>

Sistema de información territorial de Navarra (SITNA) Website. <http://sitna.navarra.es/navegar/>

Soil Survey Division Staff. 1993. *Soil Survey Manual*. Soil Conservation Service (SCS). United States Department of Agriculture (USDA) Handbook 18. Agricultural Research Administration.

Témez, J.R. 1987. *Cálculo hidrometeorológico de caudales máximos en pequeñas cuencas naturales*. Dirección General de Carreteras. M.O.P.U. Madrid.

U.S. Army Corps of Engineers. 1990. *HEC-1 Flood Hydrograph. Package, User's Manual*. Hydrologic Engineering Center. Davis, California.

United States Department of Agriculture (USDA), Forest Service. 1959. *Forest and Range Hydrology Handbook*. Washington D.C.

United States Department of Agriculture (USDA), Forest Service. 1959. *Handbook on Methods of Hydrology Analysis*. Washington D.C.

Viessman, W. y Lewis, G.L. 1996. *Introduction to Hydrology*. Harper Collins. New York.