

El diseño hidráulico de las redes de evacuación de aguas pluviales.

Un modelo de hidrología urbana

Por JUAN BAUTISTA MARCO SEGURA

Dr. Ing. de Caminos, Canales y Puertos, M. SC. Prof. Adjunto Int. de Hidráulica e Hidrología de la ETSICCP de Valencia.

JUAN FRANCISCO FERNANDEZ BONO

Ing. de Caminos, Canales y Puertos. Prof. Ayudante de Hidráulica e Hidrología de la ETSICCP de Valencia.

JUAN FRANCISCO MOYA SORIANO

Ing. de Caminos, Canales y Puertos.

El proyecto de redes de saneamiento de grandes ciudades precisa de una cuidadosa evolución de los caudales a evacuar, por su gran repercusión en el coste de las obras. Este estudio presenta un modelo matemático para el diseño interactivo de redes de desagüe de aguas pluviales, mixto, que admita cauces abiertos y colectores, e integra cuencas urbanas y cuencas rurales, tratando conjuntamente la ciudad con su entorno.

1. INTRODUCCION

La infraestructura hidráulica de las grandes ciudades, es crecientemente compleja, debido a la extensión paulatina y en muchos casos desordenada de la urbanización. El cambio en la magnitud de los problemas, no ha ido acompañado de la necesaria acomodación en los métodos de cálculo y diseño. En particular, en España, el diseño de las grandes obras de saneamiento, sigue utilizando los mismos métodos y criterios, que son de uso común en obras como cunetas o azarbes, de muy escasa cuenca. Sin embargo, en las grandes ciudades como Madrid, Barcelona, Valencia, etc., la evacuación de las aguas pluviales, lleva a la construcción de conductos inmensos, de hasta 10 metros de diámetro.

La evaluación de los caudales a evacuar, incide de un modo central en el costo de unas obras que se cuentan en miles de millones de pesetas. Y sin embargo se sigue utilizando el método racional, con los tremendos fallos teóricos que dicho método comporta.

Este estudio presenta un modelo matemático para el diseño interactivo de redes de desagüe de aguas pluviales, mixto, que admite cauces abiertos y colectores, e integra cuencas urbanas y cuencas rurales, tratando

conjuntamente la ciudad con su entorno. Será este un modelo de hidráulica urbana.

2. DESARROLLO Y ANTECEDENTES HISTORICOS

Los modelos de simulación digital de escorrentía urbana, son una novedad en el tratamiento del problema. Los fundamentos con cálculo manual, se remontan a Tholin (5) quien en 1959 desarrolló el método denominado de Chicago, cuyos datos se estructuraban en cinco fases. a) Desarrollo de un patrón de lluvias; b) Cálculo de escorrentía en superficie utilizando las ecuaciones de Izzard; c) Laminación a través de cunetas; d) Laminación por ramales laterales de la red de desagüe y e) Laminación en la red principal. Este método, muy rudimentario, se diseñó para cálculo manual y para las condiciones típicas de la ciudad americana, muy extensas y escasamente urbanizadas. Keifer lo computarizó en 1970 (1).

En 1969 apareció el modelo del Road Research Laboratory Method (RRL), desarrollado para el cálculo manual previamente, en 1962 por Watkins (6). Este primer modelo, propiamente dicho, utiliza curvas isocronas para el cálculo de los caudales de entrada a la red principal y obvia todo el proceso de

infiltración considerando un coeficiente de escorrentía constante. Precisa pues, de datos que sólo por calibración se pueden obtener o excesivamente simplificados. Al haber sido desarrollado en Europa, precinde lógicamente del flujo en cunetas, y utiliza laminación en laterales y conductos principales en régimen estacionario. Su mayor problema es precisamente el uso de isocronas, que son de obtención muy arbitraria.

Los modelos más elaborados en Estados Unidos, son el Storm Water Management Model y el University of Cincinnati Urban Runoff Model. Ambos están diseñados para la típica ciudad americana.

El Storm Water Management Model (SWMM) fue desarrollada en 1971 por Metcalf and Eddy, Inc. y la Universidad de Florida (2). utiliza un valor constante para el almacenamiento de depresión, que es reducido por la infiltración. Para este proceso utiliza la ecuación de Horton. Para la escorrentía superficial, usa calado uniforme y la fórmula de Manning en sucesión de estados estacionarios. Lamina en las cunetas en flujo uniforme y del mismo modo en los ramales. En los grandes colectores de la red principal utiliza el mismo procedimiento. Su problema fundamental es el flujo en la red principal, que está muy simplificado y sólo es adecuado para cuencas de mediana extensión.

El University of Cincinnati Urban Runoff Model (UCURM), fue desarrollado en 1972 por Papadakis y Peunl (4). Es muy similar al modelo SWMM, pero está orientado a cuencas más rurales. Simplifica excesivamente la fase de infiltración, incorporando en la escorrentía superficial el método de la onda cinemática. Sin embargo, la laminación en conductos es muy simplificada, e incluso desprecia la sobrecarga en ramales y red principal.

El SOGREAH francés ha desarrollado un modelo para la red de colectores del norte de París, cuya mayor novedad estriba en considerar muy rigurosamente el flujo en la red principal que se estudia con la integración numérica de las ecuaciones de Saint Venant del flujo transitorio en canales. Al igual que el modelo inglés del RRL, usa en los ramales curvas isocronas. Es un modelo centrado en la red principal.

El modelo que vamos a presentar, es el

primero en su género desarrollado en España y para sus condiciones. Ha sido desarrollado en Valencia, y aplicado al estudio del viejo cauce del río Turia. Por ese motivo lo denominamos modelo Turia.

3. FUNDAMENTOS TEORICOS DEL MODELO TURIA

El modelo Turia, lo hemos estructurado en tres fases. Estas son diferentes según la cuenca o subcuenca esté en condiciones rurales o urbanas. El modelo, acepta en primer lugar los datos divididos en dos ficheros. El fichero Colector, recibe todos los datos físicos del sistema y su descomposición en subcuencas. El fichero Pluvio, recibe los datos de los pluviogramas cuya respuesta se desea obtener. Para cada pluviograma se descompone la lluvia en intervalos de 10 minutos. El modelo acepta pluviogramas de hasta dos días de duración. Este intervalo de 10 minutos se toma como tiempo base para el estudio de la laminación en el terreno y en la red de ramales. Para ellos, el tiempo de concentración es inferior, por lo que en las cuencas urbanas, se considerará la laminación como una sucesión de estados estacionarios.

3.1. Subcuencas urbanas

En las cuencas urbanas, se considerarán dos fases, hasta un ramal típico y dentro del ramal. Puesto que en las cuencas urbanas el tiempo de concentración de un ramal es muy corto, se considerará que el estado es estacionario. En la superficie del terreno se calculará del modo siguiente:

En primer lugar, se añadirá la precipitación caída en el intervalo a la restante en el terreno. La infiltración se calculará mediante la ecuación de Horton

$$f = f_c + (f_0 - f_c) e^{-at}$$

Descontada la infiltración, del volumen restante, un valor constante D_0 se tomará como almacenamiento de depresión. El resto, formará la escorrentía que circulará por superficie hasta un ramal tipo.

El caudal afluyente a un ramal tipo, lo calcularemos como:

$$Q_a = L_r \frac{1}{n} (D_i - D_0)^{3/2} |^{1/2}$$

es decir, mediante la fórmula de Manning con calado uniforme e igual al calado a desaguar. La profundidad restante se calculará mediante la ecuación:

$$D_{t+\Delta t} = D_t - \frac{Q_a \Delta t}{A_r}$$

Siendo A_r el área de drenaje de un ramal tipo. Así pues, se preserva la continuidad de la masa de agua. Por lo que se ha descrito, en esta fase, se ha utilizado un proceso casi idéntico al SWMM. Las curvas características de infiltración, se han tomado de Tholin y Keifer (5) clasificando las subcuencas en tres tipos: rural, suburbana y plenamente urbanizada. El valor de D_0 se ha tomado asimismo de Tholin y Keifer.

La laminación en un ramal típico se obtiene, dado el calado en régimen uniforme previo, calculando el calado $\bar{Y}$ que satisface la ecuación

$$Q_a - Q(\bar{Y}) = \frac{dS}{dt} = \frac{S(Y_i) - S(Y_o)}{\Delta t}$$

y tomando $\bar{Y} = \frac{Y_o + Y_i}{2}$ es decir, el promedio del calado inicial y el calado final. Conocido y_o , y_i se obtiene resolviendo numéricamente esta ecuación por el método de Newton-Raphson. Esto se debe a que se ha considerado como sección típica del ramal la sección circular del tamaño correspondiente. Y_i será el valor de Y_o utilizado en el siguiente intervalo de pluvio-grama. $Q(\bar{Y})$ será el caudal desaguado a la red principal. Si se produce el llenado del ramal, se corrige el nivel retenido superficialmente a fin de preservar la continuidad en los ramales.

El flujo en cunetas se ha despreciado siguiendo la tradición europea en el tema.

El caudal afluyente a la red principal, se obtiene como

$$Q_{rp} = Q(\bar{Y}) \cdot \frac{A_s}{A_r}$$

es decir la relación del área de la subcuenca al área del ramal tipo.

3.2. Subcuencas rurales

En una subcuenca rural, no existen ramales ni cunetas, sino que el flujo se desarrolla en lámina libre hasta la red principal. Por ello para estas subcuencas, el ciclo de infiltración

se ha abordado en la forma ya indicada, ramificándose el proceso al calcular el caudal afluyente al ramal. En este caso se idealiza la cuenca como un plano inclinado de pendiente constante y rugosidad dada en cuyo fondo se sitúa el cauce receptor, y con una distancia al mismo dada.

La idealización se refleja en la figura n.º 1-a según la intensidad de la lluvia, se alcanza un estado estacionario en el perfil, con mayor o menor rapidez. Este perfil se muestra en la figura n.º 1-b.

El tiempo de equilibrio y caudal evacuado por unidad de longitud transversal de plano inclinado, se calculan mediante las ecuaciones de la onda cinemática, como sugieren Overton y Meadows (3), es decir

$$t_c = \left(\frac{an}{\sqrt{I}} \right)^{3/5} r^{-2/5}$$

$$q = (\Delta t r)^{5/3} \frac{\sqrt{I}}{n}$$

Si $t_c > \Delta t$. Si $t_c < \Delta t$ no se llega a alcanzar el

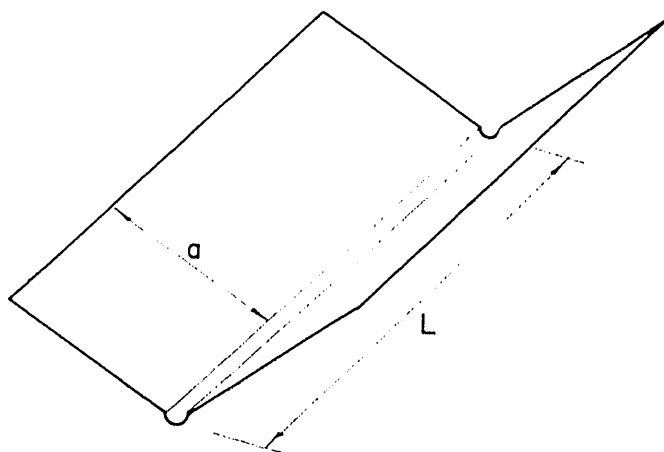


Fig. 1 a).—Idealización de la cuenca.

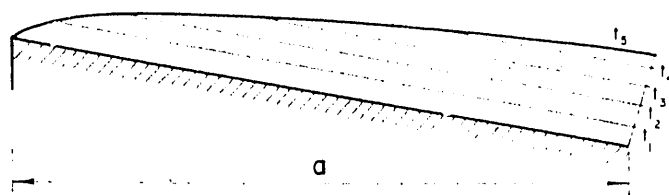


Fig. 1 b).—Estados sucesivos de equilibrio.

equilibrio. El caudal en tal caso lo calculamos como:

$$q = r a$$

En ambos casos, promediamos el volumen de agua evacuada y se acumula para el intervalo de pluviograma siguiente el agua remanente.

El caudal respecto a la red principal, lo calculamos como

$$Q_{rp} = q \frac{A_s}{a}$$

siendo a la longitud media del plano inclinado, medida desde el cauce evacuador hasta la divisoria de aguas.

De este modo el modelo puede integrar cuencas rurales y urbanas, es decir, la ciudad y su entorno.

3.3. Cálculo de la red principal de desagüe

La red principal de desagüe, se considera descompuesta en subcuencas elementales, dentro de cada una de las cuales se analiza para cada intervalo de pluviograma, el caudal que aporta al conducto principal, mediante los procedimientos ya expuestos.

Cada conducto principal, dispone de una sección característica, cuya curva de caudal, sección mojada, se parametriza como una ecuación cúbica. Dentro de cada conducto principal, se impone una discretización en diferencias finitas y por tanto se utiliza una red de puntos de cálculo. El cálculo se realiza mediante la ecuación de la onda cinemática.

$$\frac{\partial S}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = q$$

siendo $Q = \varphi(S) = a_1 S + a_2 S^2 + a_3 S^3$ la curva correspondiente a régimen uniforme, parametrizada. Esto se hace para poder manejar de modo similar secciones de definición geométrica muy diferente.

La integración numérica se realiza con intervalos temporales mucho menores que el intervalo de pluviograma, por motivos de convergencia y estabilidad de la solución. El método seleccionado es un esquema explí-

cito mejorarlo por una iteración de tipo Predictor-Corrector.

La integración progresa desde las cabezas de red, tomando cada vez una subcuencia en el orden de numeración, que debe seguir al gráfico de conectividad de la red, para que en cada conducto se pueda añadir en cabeza, el caudal aportado por subcuencas superiores.

El programa de cálculo edita los caudales al final de cada intervalo de pluviograma en los puntos finales de subcuencia que se pre-seleccionen.

El programa de cálculo edita asimismo para comparación, el pluviograma que está simultáneamente ocurriendo.

3.4. Organigrama de cálculo

El modelo matemático utiliza el programa de cálculo TURIA, que tiene como única necesidad la subrutina QCIR que calcula el caudal desaguado por una sección circular dadas las características físicas y el calado.

El programa se inicia con la lectura de datos. Los datos de entrada se organizan en dos ficheros, Colector y Pluvio.

El fichero Colector recibe los datos físicos del sistema, comenzando por el número de subcuencas, intervalos de integración, y otros datos comunes. Dentro del fichero Colector se agrupan los datos en cuatro bloques:

- Características superficiales y de ramal de las subcuencas.
- Discretización espacial de los puntos de cálculo en la red principal.
- Conectividad de la red.
- Curvas area mojada-caudal desaguado para la red principal.

El fichero Pluvio, recibe los datos de los pluviogramas cuyos hidrogramas se desea calcular, en tantos bloques de datos como diagramas. Previamente se especifica el número de intervalos de datos y de cálculo para cada uno de ellos. Se toma como discretización de los pluviogramas 10 minutos.

El programa se inicia con el cálculo de la matriz T de transferencia en la integración numérica en la red principal, por ser una matriz común a todos los pluviogramas.

A continuación se abre un bucle sobre el número de pluviogramas. Seleccionado por

orden el pluviograma correspondiente, se inicializan todas las variables retenidas y se imprime la cabecera del pluviograma. Se abre a continuación un bucle sobre intervalos de pluviograma. Consecutivamente se extrae la precipitación correspondiente y para cada subcuenca se realiza el cálculo de la infiltración.

Según sea cuenca rural o urbana, se procede a calcular la laminación en plano in-

clinado o en ramal circular, y se calcula el caudal desaguado por cada subcuenca al colector principal.

A continuación se inicia el cálculo de la laminación en la red principal. Para ello, se siguen las subcuencas, extrayendo de los datos de conectividad de la red, el caudal en cabecera de cada ramal. La integración numérica se realiza NTT veces, siendo NTT el cociente de la discretización del pluviograma y del intervalo de tiempo de integración numérica.

Satisfecha la integración numérica en un colector, se calcula el caudal de salida, que se usará, en su caso, como caudal de cabecera para otras subcuencas.

Satisfecho NTT, se imprimen resultados en los puntos seleccionados y se pasa a otro intervalo de pluviograma, hasta el tiempo máximo señalado para éste.

Así se calcula pluviograma a pluviograma hasta agotar el fichero Pluvio.

El esquema del organigrama del programa Turia se observa en la figura 2.

El programa se ha escrito en lenguaje Fortran IV y se ha procesado en un ordenador Univac 1100. Para cada hipótesis de cálculo, con 10 minutos de intervalo de pluviograma, e intervalo de integración de 60 segundos, 21 subcuencas y 29 pluviogramas, emplea cerca de 35 minutos de unidad central de proceso, es decir, cerca de un minuto por pluviograma.

4. APLICACION A UN CASO REAL

El modelo concebido, se ha aplicado a la evaluación de las crecidas en el cauce antiguo del río Turia y a la red de colectores de Valencia.

4.1. Estado actual y futuro

A raíz de la desastrosa crecida del 19 de octubre de 1957, el río Turia fue desviado en sus últimos ocho kilómetros, a su paso por la ciudad de Valencia. No obstante, la ciudad, cuyos colectores quedaron hace años insuficientes, se halla asentada sobre ambos márgenes del viejo cauce, y a él vierten en diversos lugares, los colectores. En la actualidad, se plantea el uso del cauce abandonado para la creación de un gran parque y su tramo

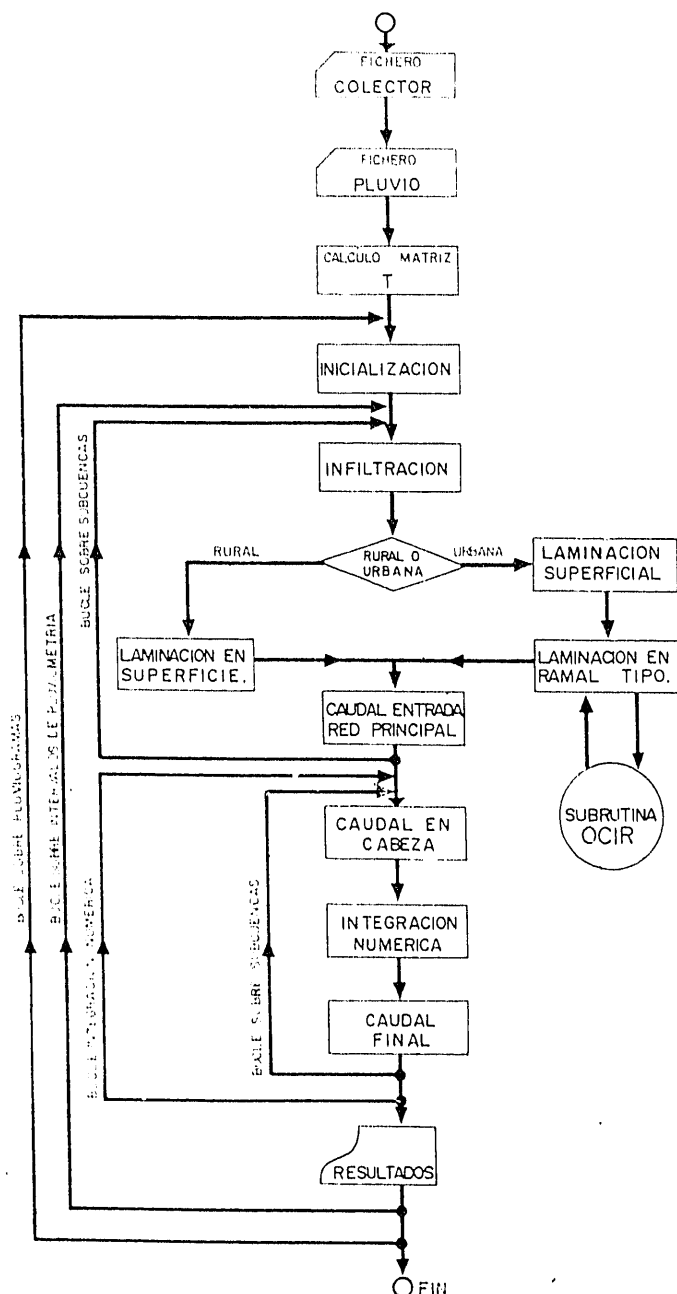


Fig. 2.—Organigrama del programa «Turia».

final para utilización por el Puerto Autónomo de Valencia.

Es precisa una evaluación de los caudales que ahora afluyen o pueden afluir a través de la red de colectores y de las cuencas rurales que aún afluyen a él. El plan de colectores de Valencia, se va a abordar en etapas que se prolongarán por más de un decenio. Consecutivamente, se irán prolongando y enlazando

las redes actuales de modo que el vertido de aguas residuales llegue a la depuradora situada junto a la desembocadura del nuevo cauce del Turia, pero las pluviales lo harán al viejo cauce, por donde llegarán al mar (excepto el Colector Sur, que las lleva al nuevo).

Para el estudio de este problema, se ha utilizado el modelo antes descrito. Las figuras 3, 4, 5 y 6 presentan los esquemas de las

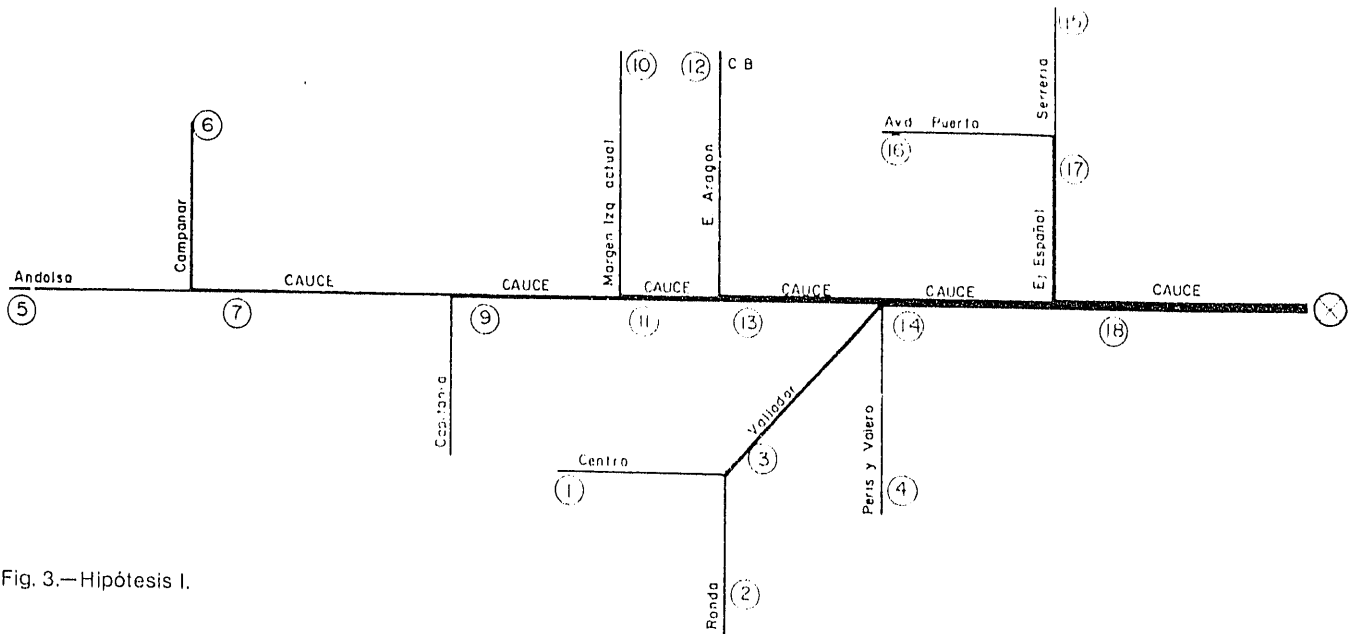


Fig. 3.—Hipótesis I.

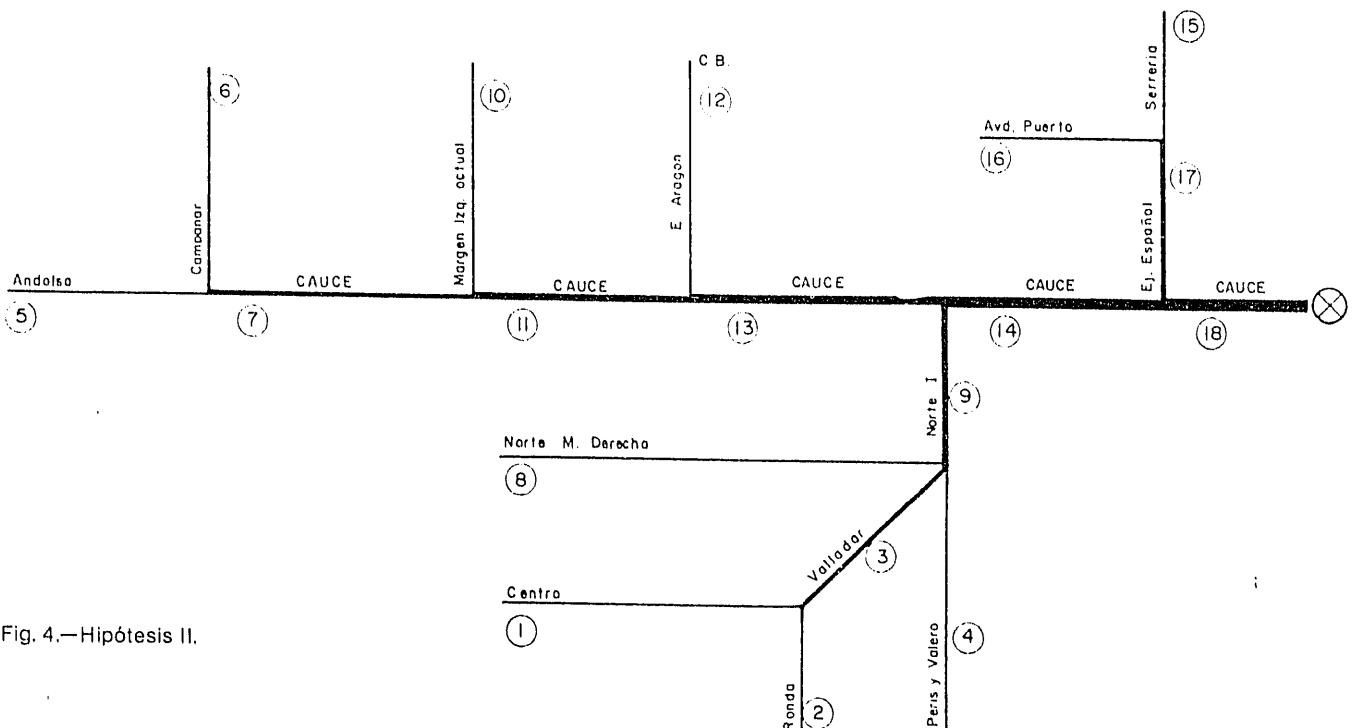


Fig. 4.—Hipótesis II.

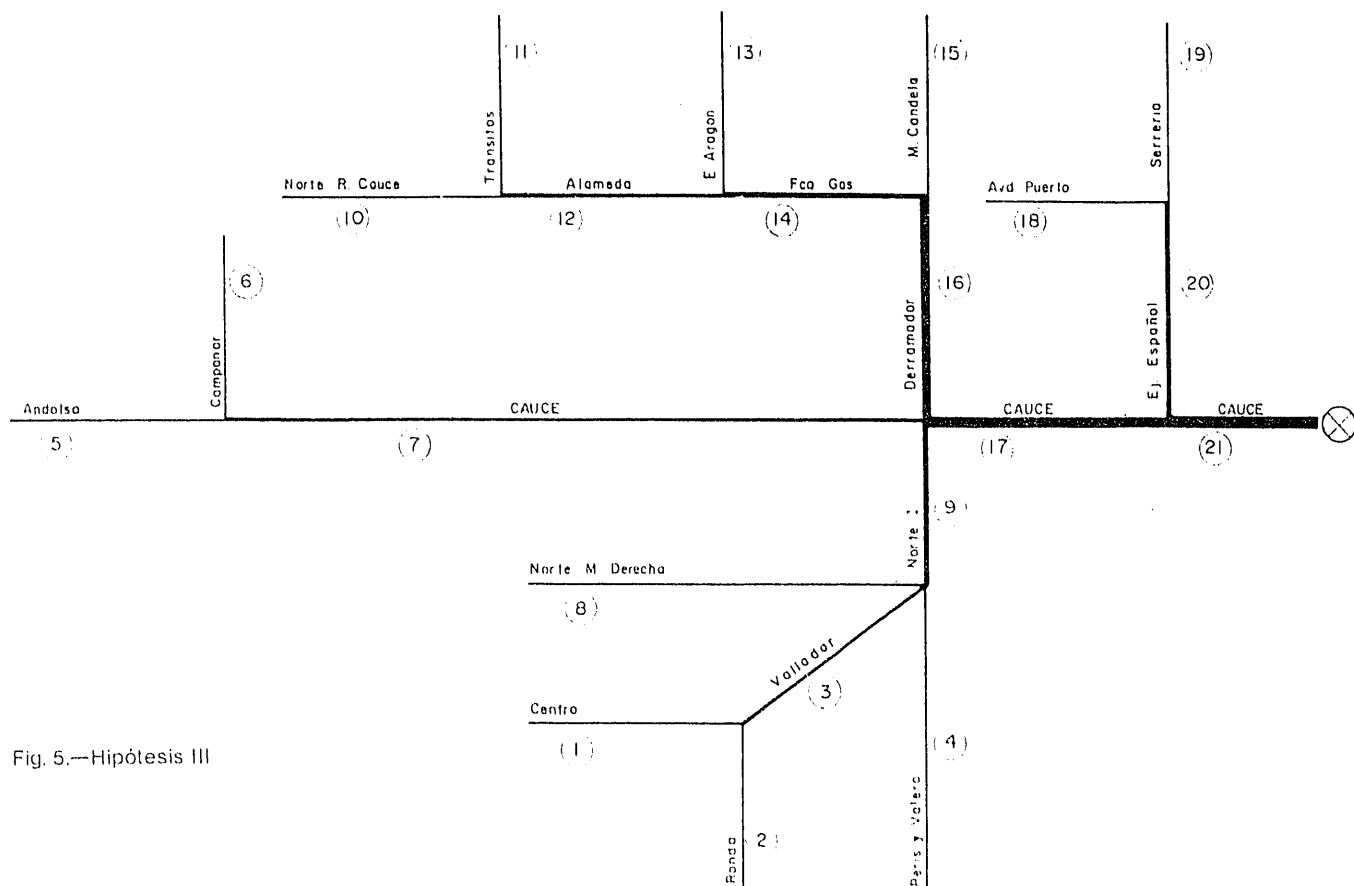


Fig. 5.—Hipótesis III

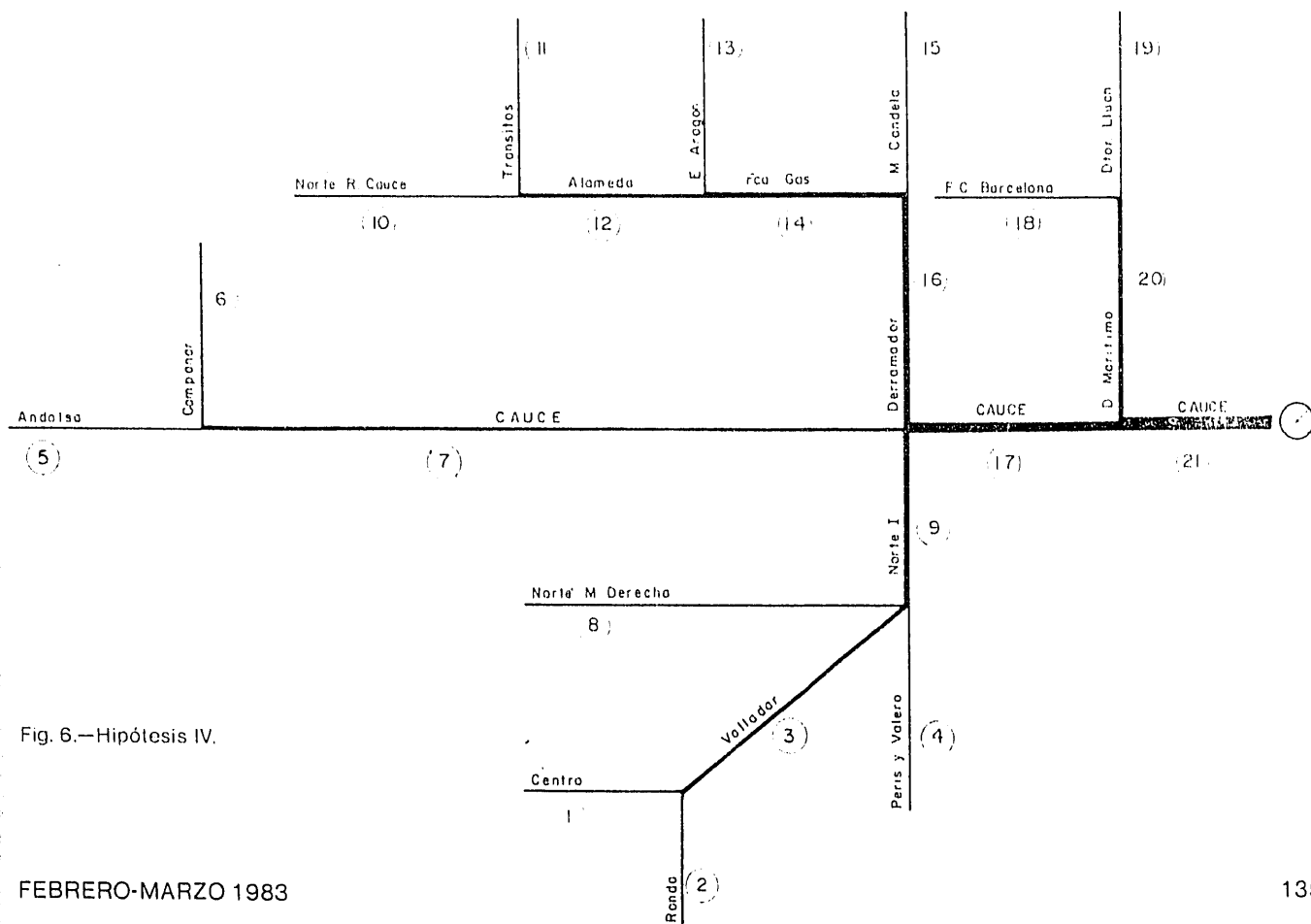


Fig. 6.—Hipótesis IV.

final para utilización por el Puerto Autónomo de Valencia.

Es precisa una evaluación de los caudales que ahora afluyen o pueden afluir a través de la red de colectores y de las cuencas rurales que aún afluyen a él. El plan de colectores de Valencia, se va a abordar en etapas que se prolongarán por más de un decenio. Consecutivamente, se irán prolongando y enlazando

las redes actuales de modo que el vertido de aguas residuales llegue a la depuradora situada junto a la desembocadura del nuevo cauce del Turia, pero las pluviales lo harán al viejo cauce, por donde llegarán al mar (excepto el Colector Sur, que las lleva al nuevo).

Para el estudio de este problema, se ha utilizado el modelo antes descrito. Las figuras 3, 4, 5 y 6 presentan los esquemas de las

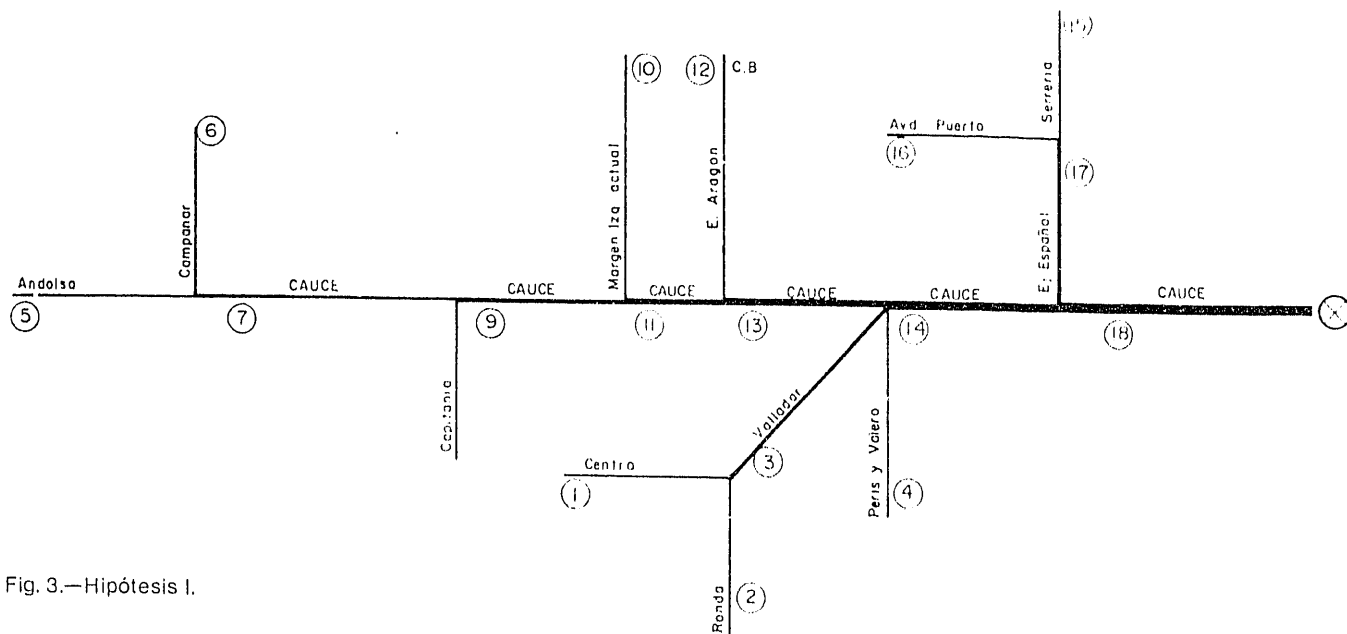


Fig. 3.—Hipótesis I.

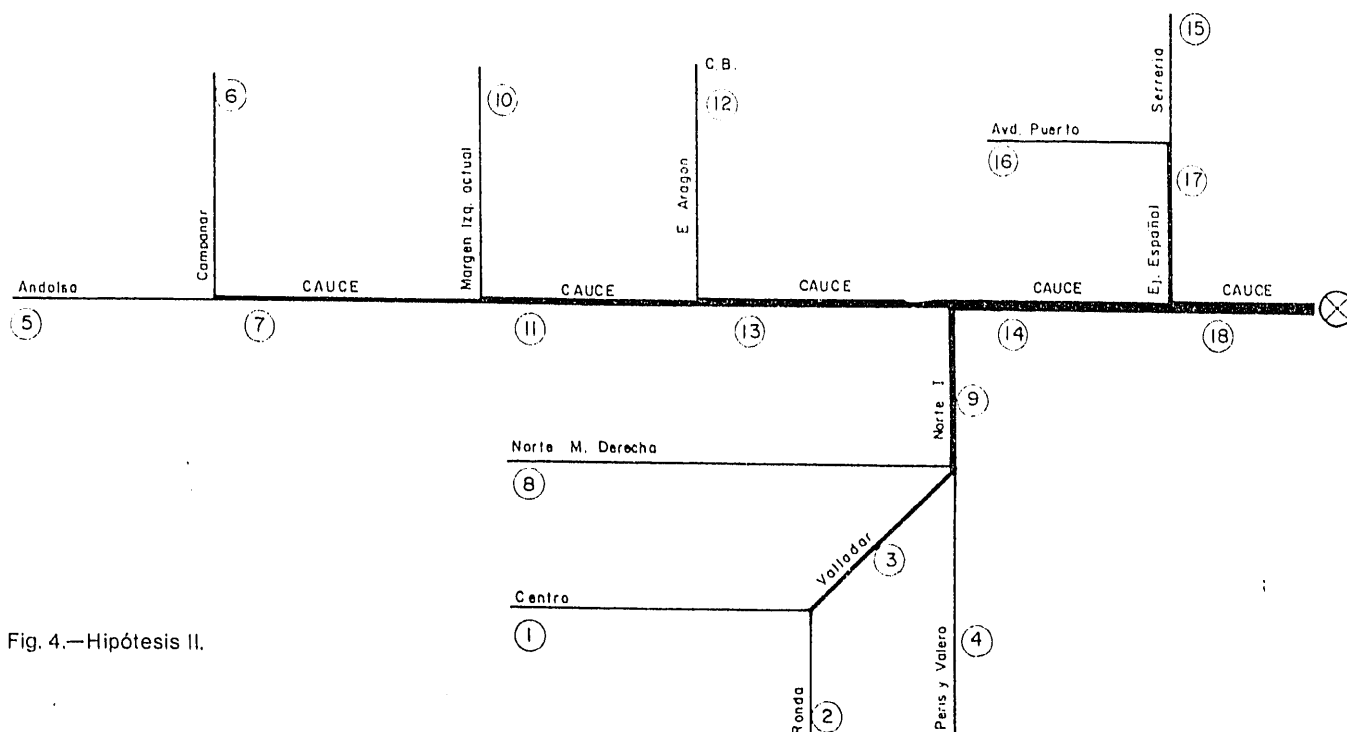


Fig. 4.—Hipótesis II.

EL DISEÑO HIDRAULICO DE LAS REDES DE EVACUACION DE AGUAS PLUVIALES

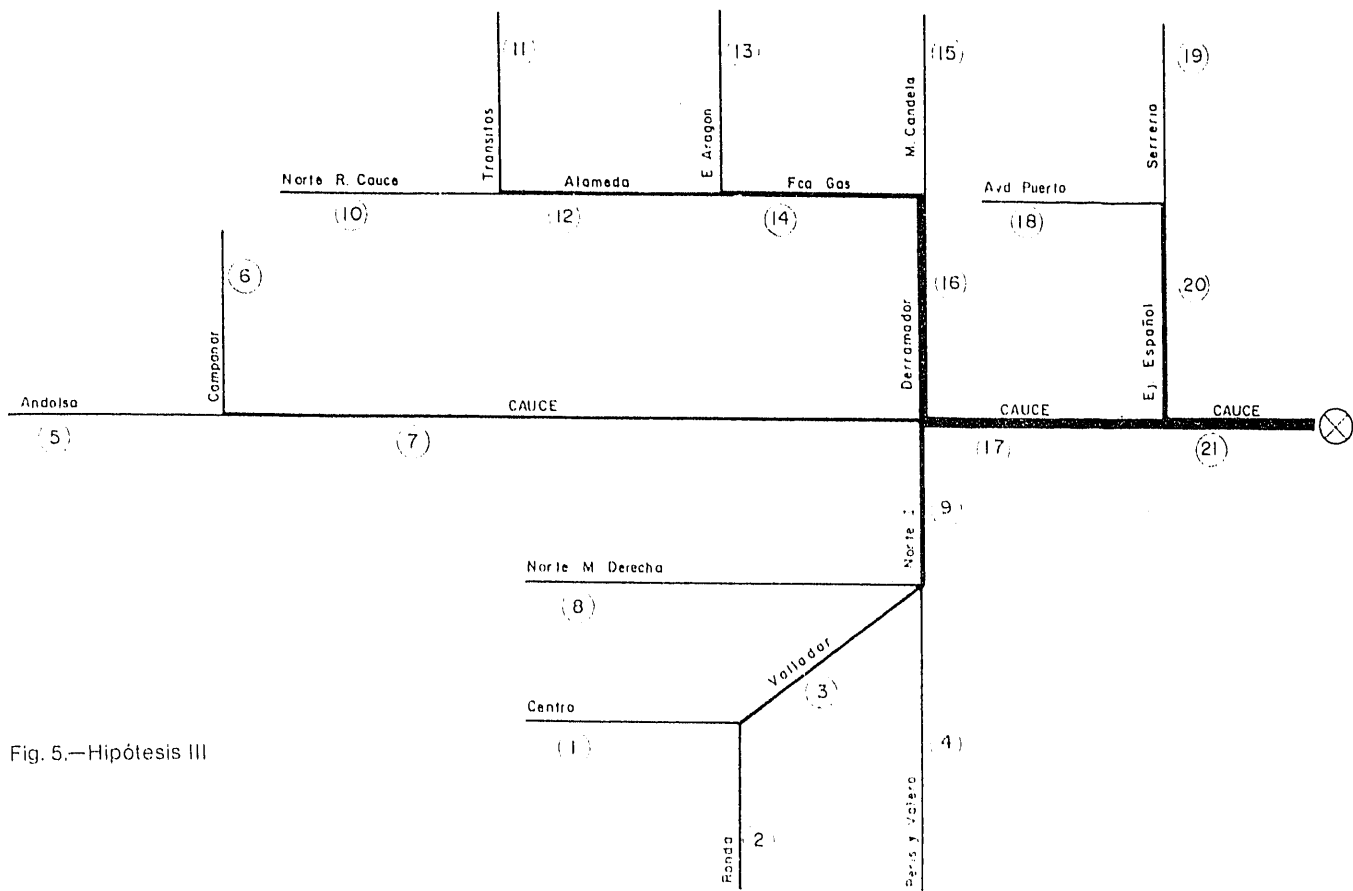


Fig. 5.—Hipótesis III

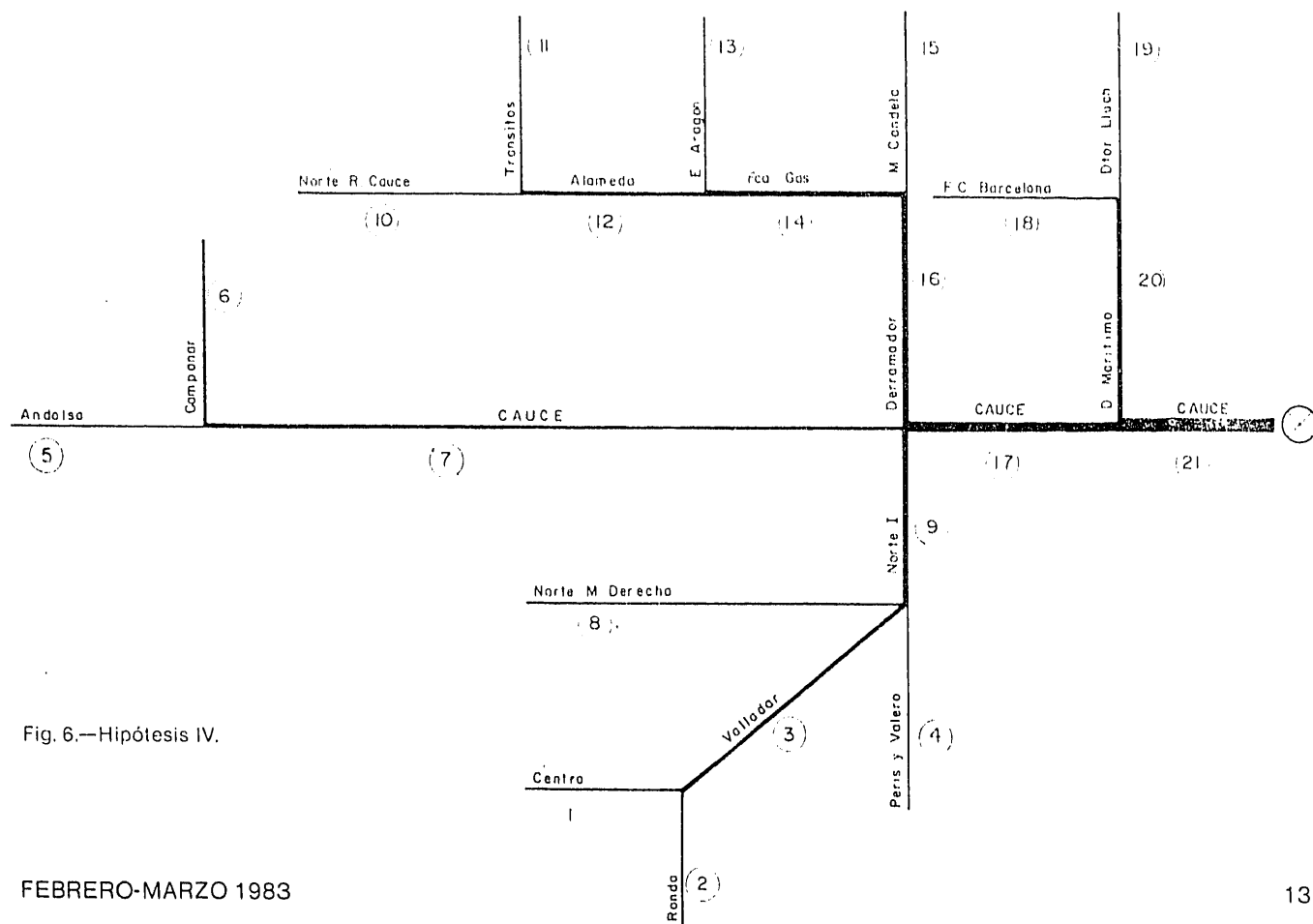


Fig. 6.—Hipótesis IV.

cuatro hipótesis de trabajo, establecidas en función de las sucesivas etapas de construcción y entrada en servicio de los colectores, y muestran la división en subcuencas vertientes para el proceso de simulación.

La hipótesis I trata la situación actual. La segunda incluye el colector Norte Margen Derecha y Norte I. La tercera incluye el saneamiento de la zona Norte de la ciudad, y la cuarta representa la situación final, con el saneamiento de los poblados marítimos.

4.2. Pluviogramas considerados

Se han recogido los pluviogramas correspondientes a los 29 mayores temporales de lluvia de los últimos 29 años, y se puede considerar que forman una serie de sucesos homogénea, cuya recurrencia mínima es el año.

Estas precipitaciones tienen una estructura típica y definida, y es esta circunstancia la que olvida el método racional. Mediante el modelo se calcularon los caudales máximos a evacuar por el viejo cauce para cada uno de los 29 temporales de diseño, en las cuatro hipótesis evolutivas de la red de colectores.

4.3. Estudio de infiltración en el barranco de Andolsa

Dada la importancia que las características de infiltración en cada cuenca rural tienen en las posibles crecidas, se han realizado dos ensayos de infiltración en dos puntos característicos de dicha cuenca.



Foto 1.—Barranco de Aldonsa. Cuenca alta.

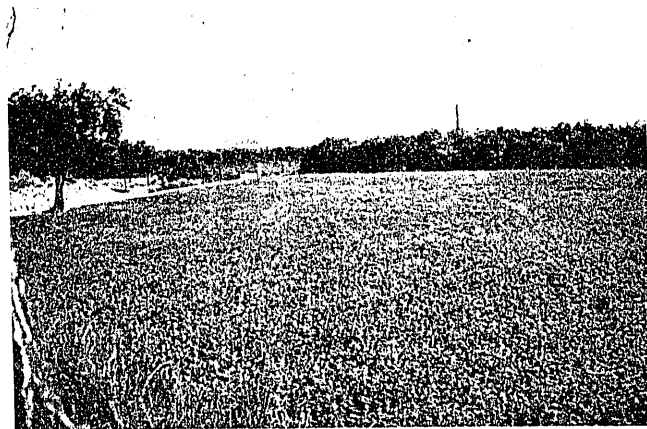


Foto 2.—Barranco de Aldonsa. Cuenca baja.



Foto 3.—Infiltrómetro de $\varnothing = 200$ mm. utilizado en el estudio de infiltración en el barranco de Aldonsa.

Uno de ellos se ubica en la cuenca alta, en zona de secano cubierta por algarrobos, frente al colegio de Santa Catalina de Siena (foto 1). El otro ensayo se realizó en la cuenca de Benimamet, junto a la acequia de Moncada, en un campo plantado de naranjos (foto 2).

EL DISEÑO HIDRAULICO DE LAS REDES DE EVACUACION DE AGUAS PLUVIALES

Este segundo punto se considera característico de la zona baja.

Los ensayos se realizaron con infiltrómetro de 200 mm. de diámetro, con hinca de 8 cm., construido con metacrilato de Metilo (foto 3). Su duración fue de 30 minutos, con cargas iniciales del orden de magnitud de los máximos chaparrones.

A los resultados se les ajustó una curva de

tipo Horton, es decir

$$f = f_{\infty} + (F_0 - f_{\infty}) e^{-\alpha t}$$

siendo f la capacidad de infiltración en mm/min., t el tiempo en minutos, f_{∞} y F_0 las capacidades de infiltración límite e inicial, y α la constante de recesión en minutos⁻¹.

A continuación se acompañan los resultados del análisis.

ENSAYO DE INFILTRACION EN LA CUENCA ALTA

Tiempo (min)	Volumen (min)	Instante t (min)	Capacidad de infiltración (mm/min)
0,00	143,0		
0,67	130,0	0,33	19,50
2,00	121,0	1,33	6,75
3,50	112,0	2,75	6,00
5,67	101,0	4,92	5,08
7,50	92,0	6,58	4,91
10,00	81,0	8,75	4,40
15,00	60,0	12,50	4,20
20,00	42,0	17,50	3,60
25,00	26,5	22,50	3,10
30,00	10,5	27,50	3,20

ENSAYO DE INFILTRACION EN LA CUENCA BAJA

Tiempo (min)	Volumen (mm)	Instante t (min)	Capacidad de infiltración (mm/min)
0,00	140		
1,00	127	0,50	13,0
2,00	118	1,50	9,0
3,00	111	2,50	7,0
4,00	104	3,50	7,0
5,00	100	4,50	4,0
7,50	85	6,25	6,0
10,00	74	8,75	4,4
15,00	51	12,50	4,6
20,00	32	17,50	3,8
25,00	15	22,50	3,4
29,00	1	27,00	3,5

4.4. Utilidad del modelo

La aplicación del modelo matemático de Hidrología Urbana propuesto, supone una mejora sobre los métodos tradicionales del cálculo.

Los métodos tradicionales se basan en:

- Considerar unas intensidades de lluvia típicas según zonas, obtenidas mediante fórmulas empíricas que relacionan las intensidades de lluvia con la duración del aguacero.

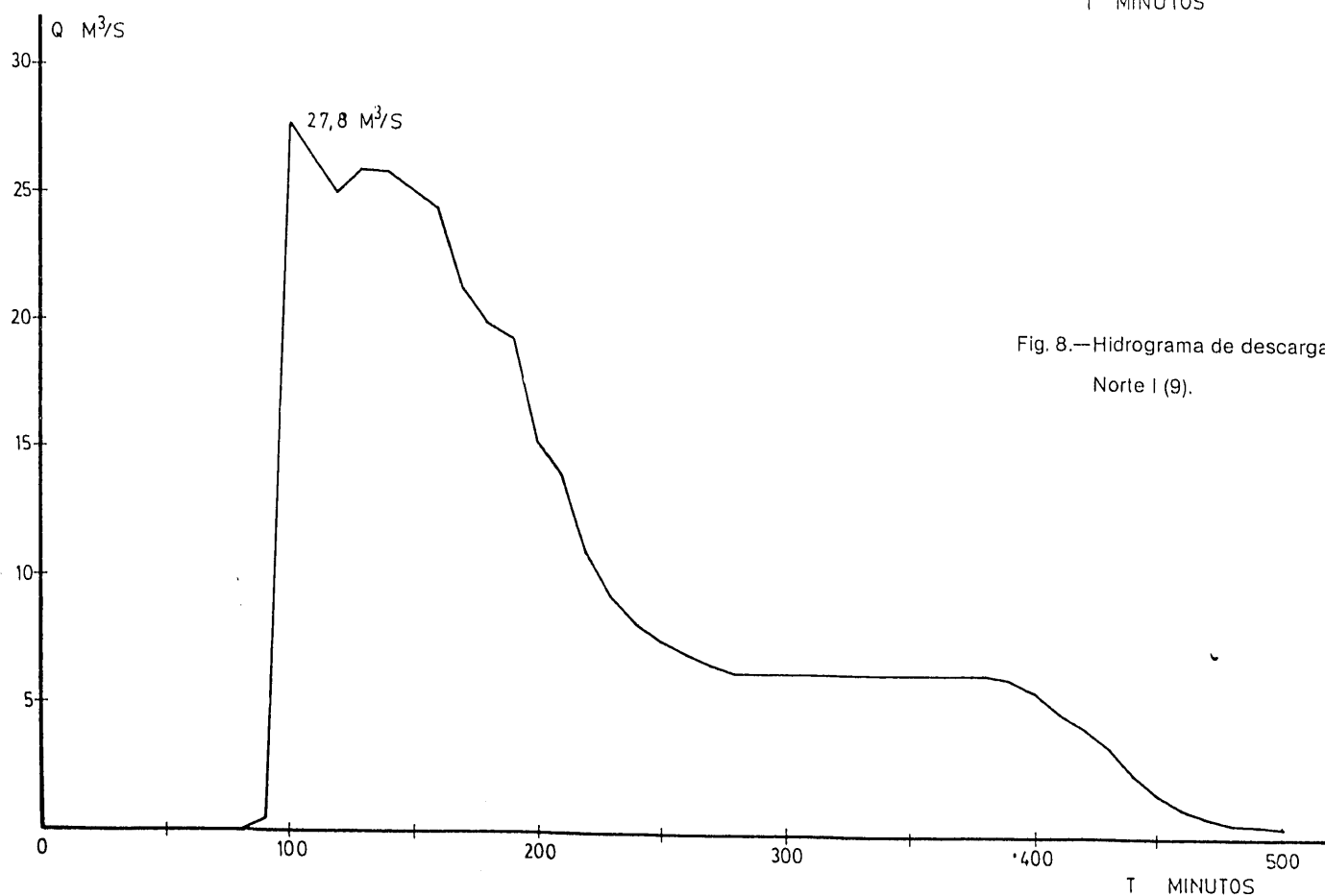
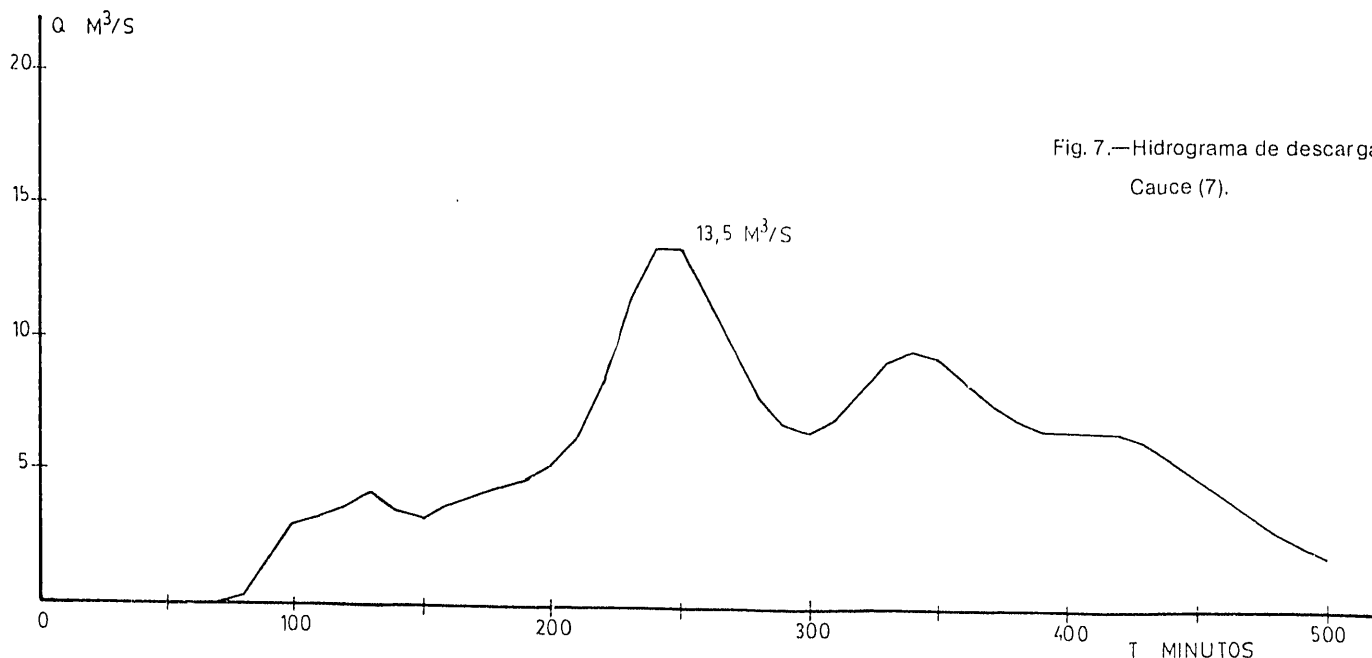
- Considerar un coeficiente de escorrentía constante.
- Estimar unos tiempos de retardo entre la caída de la lluvia y la llegada a los ramales tipo, totalmente empíricos en función de la intensidad de lluvia.
- Considerar un tiempo de retardo entre la entrada y salida de caudales en cada ramal tipo, basados en la adopción de una velocidad única de circulación por ellos.

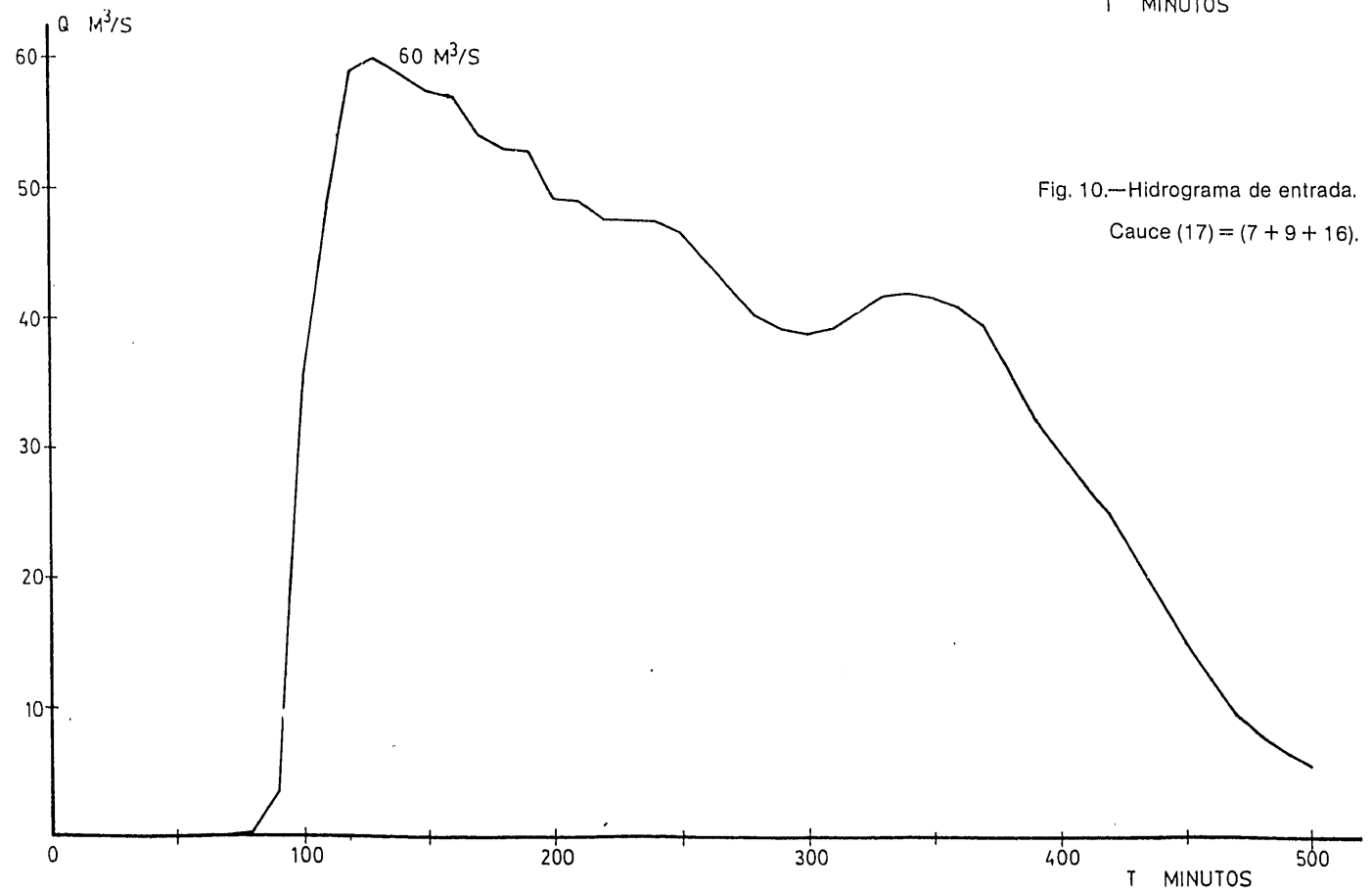
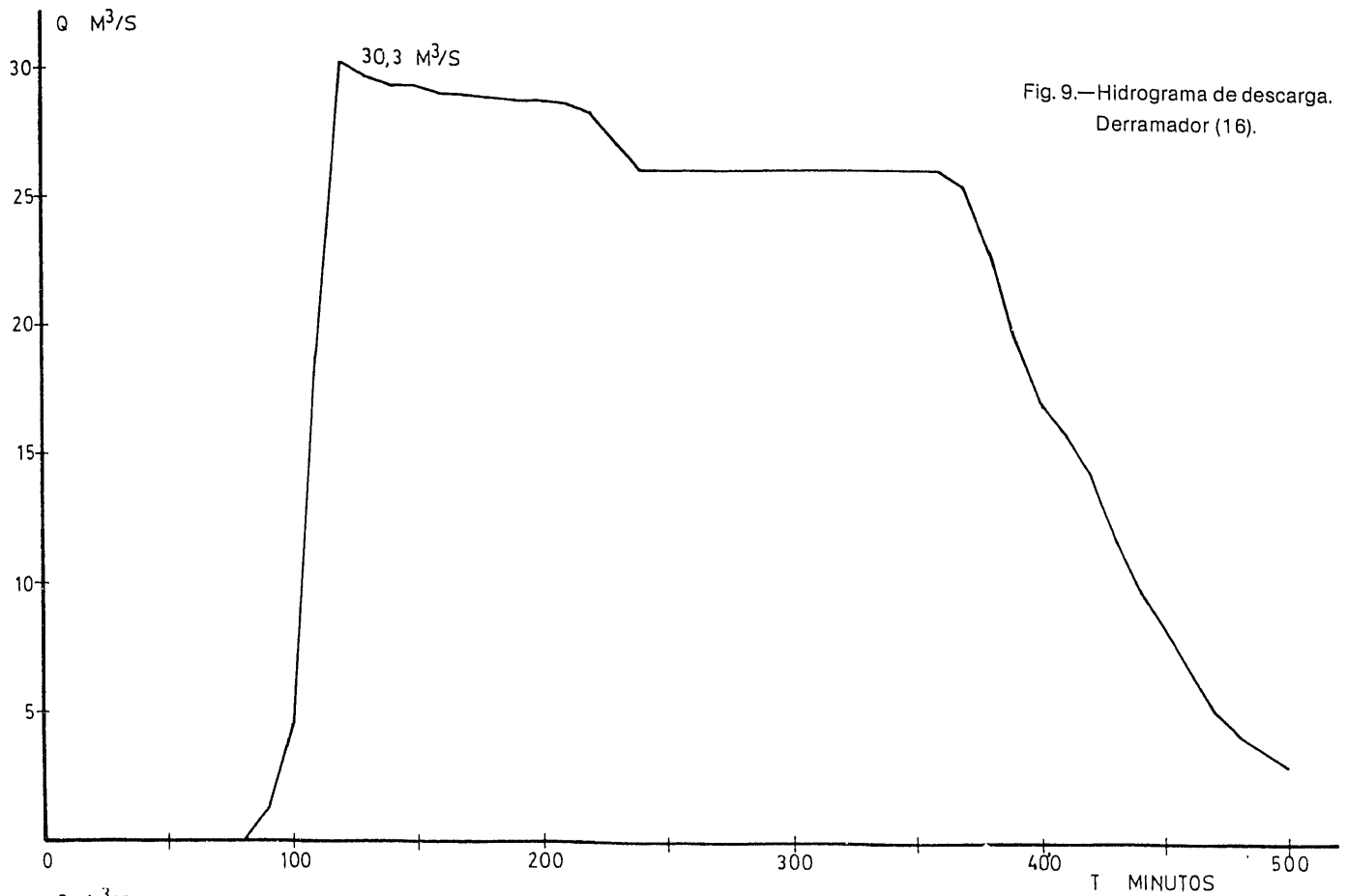
EL DISEÑO HIDRAULICO DE LAS REDES DE EVACUACION DE AGUAS PLUVIALES

Las mejoras del presente método aparecen al hacer intervenir en el proceso de cálculo:

- La utilización de la serie histórica de pluviogramas ocurridos, con lo cual se tiene en cuenta la estructura temporal de la lluvia.

- La utilización de curvas de infiltración en función del tiempo.
- El cálculo de laminación producida en los ramales y red principal mediante la integración numérica de las ecuaciones del flujo transitorio en canales.





Como ejemplos de los diferentes procesos que se hacen intervenir en el método de cálculo, destacaremos los siguientes:

- De las figuras 7, 8, 9 y 10 se puede observar como las puntas de los hidrogramas de salida de los tramos 7, 9, 16 (Hipótesis III y IV) llegan desfasados entre sí al tramo 17, por lo que la punta de entrada a este tramo es de $60 \text{ m}^3/\text{seg.}$ inferior a los $27.8 + 13.5 + 30.3 = 71.6 \text{ m}^3/\text{seg.}$ que resultarían si simplemente sumásemos las puntas de cada tramo.
- En las figuras 12 y 8 puede observarse cómo el método tiene en cuenta la laminación producida en el tramo, pues el aumento de la punta a la salida es menor que el correspondiente a la suma de puntas del hidrograma de entrada y del propio tramo, además de producirse una disminución del tiempo de actuación de la punta real.

La característica más importante de los resultados, en la situación actual, la da el

barranco de Andolsa, que siendo una cuenca rural desagua todavía al cauce viejo del Turia justo aguas abajo del desvío. Para los temporales de precipitación más repartida, la punta viene dominada por los colectores del centro de la ciudad, mientras que para las precipitaciones más intensas y de menor duración, la extensión de la cuenca rural, domina la situación. La conclusión estriba en que la desviación del barranco de Andolsa es esencial para el aprovechamiento urbanístico del cauce antiguo del Turia.

La situación final muestra cómo el cauce queda libre de crecidas a su paso por la ciudad, pero los colectores contruidos y prolongados hasta casi la desembocadura, incrementan la punta en el tramo final, que será utilizado por el Puerto Autónomo de Valencia. Esto se debe a que el tiempo de concentración global, se acorta sensiblemente y se agranda la cuenca vertiente, conforme se incorporan nuevas áreas suburbanas y se elimina la laminación que producía el viejo cauce. Además, el uso portuario de estos terrenos requerirá a la larga, la prolongación

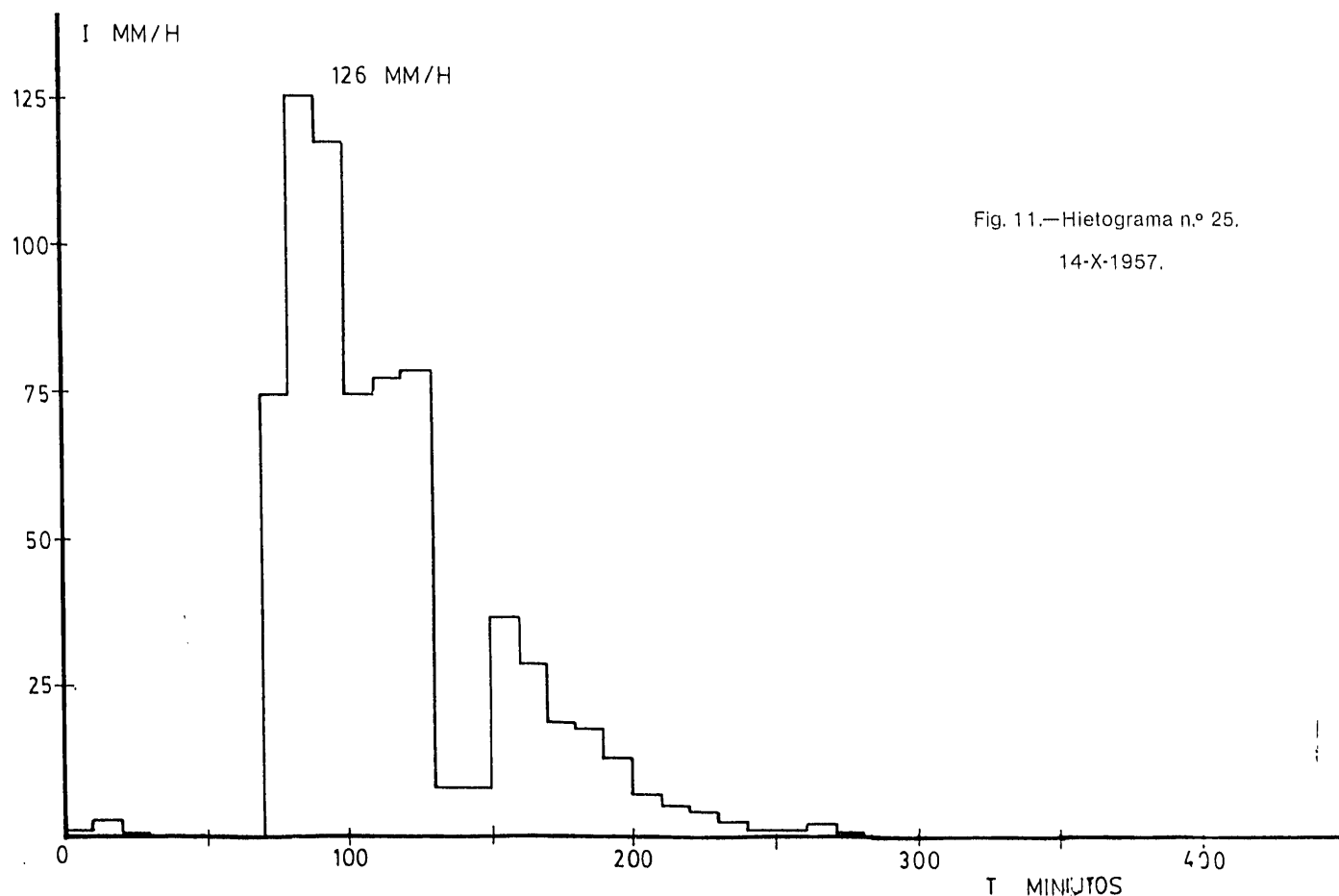
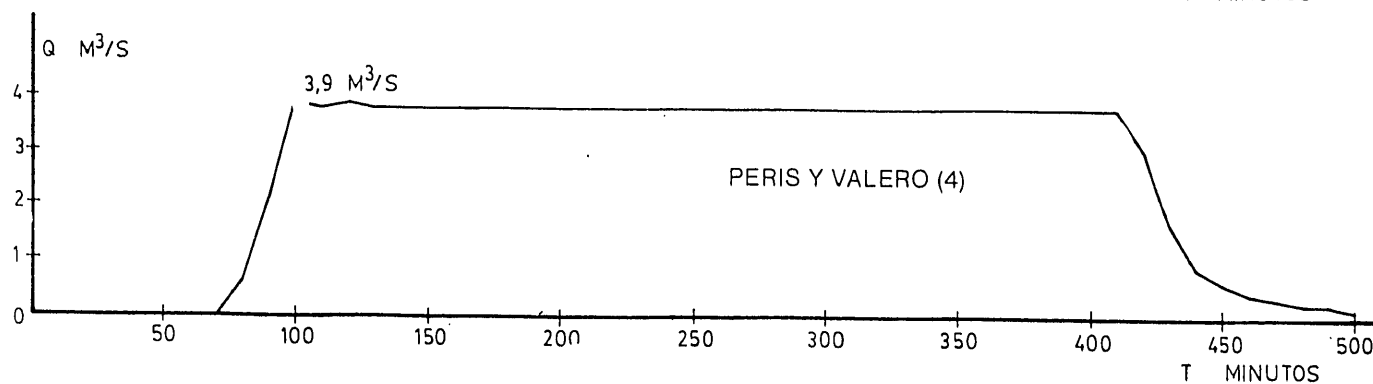
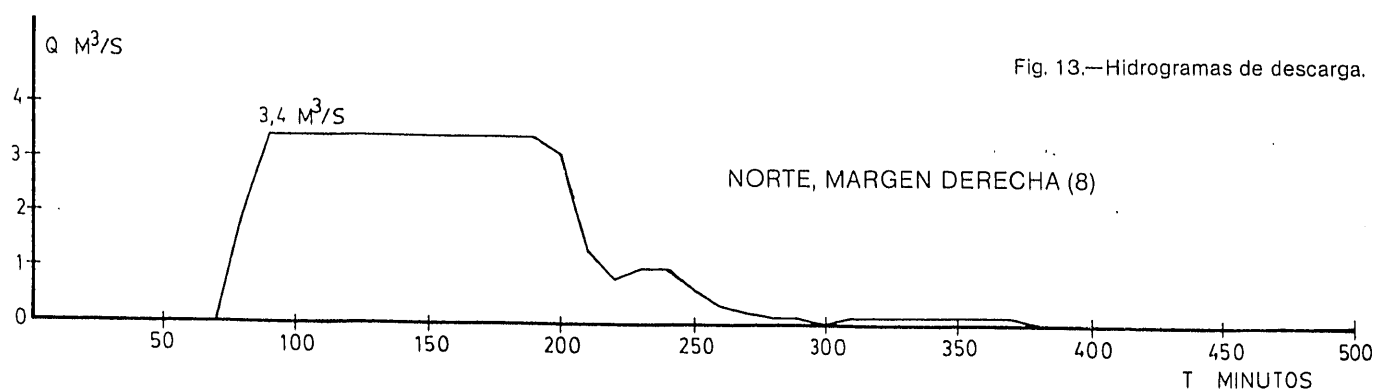
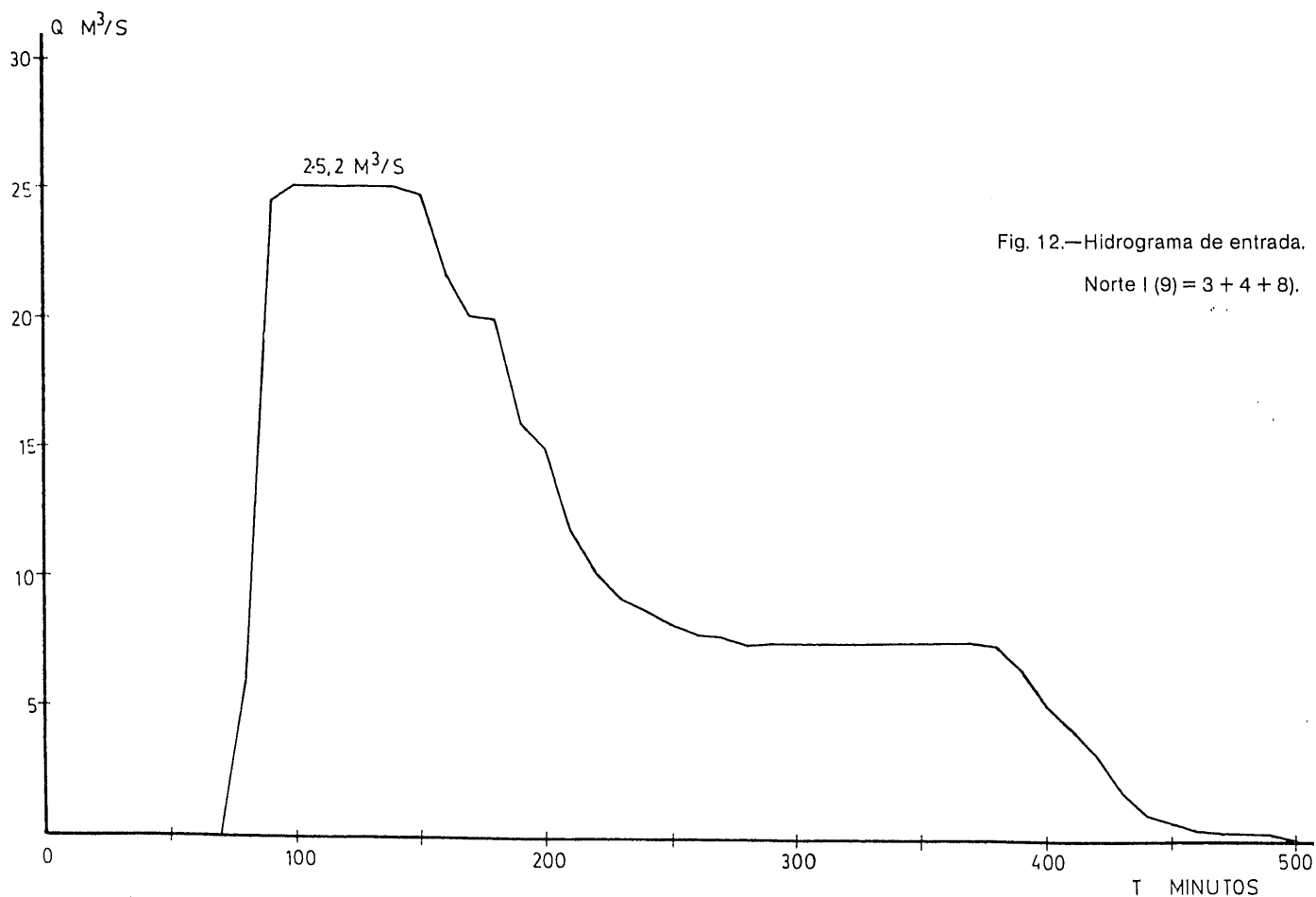


Fig. 11.—Hietograma n.º 25.
14-X-1957.

EL DISEÑO HIDRAULICO DE LAS REDES DE EVACUACION DE AGUAS PLUVIALES



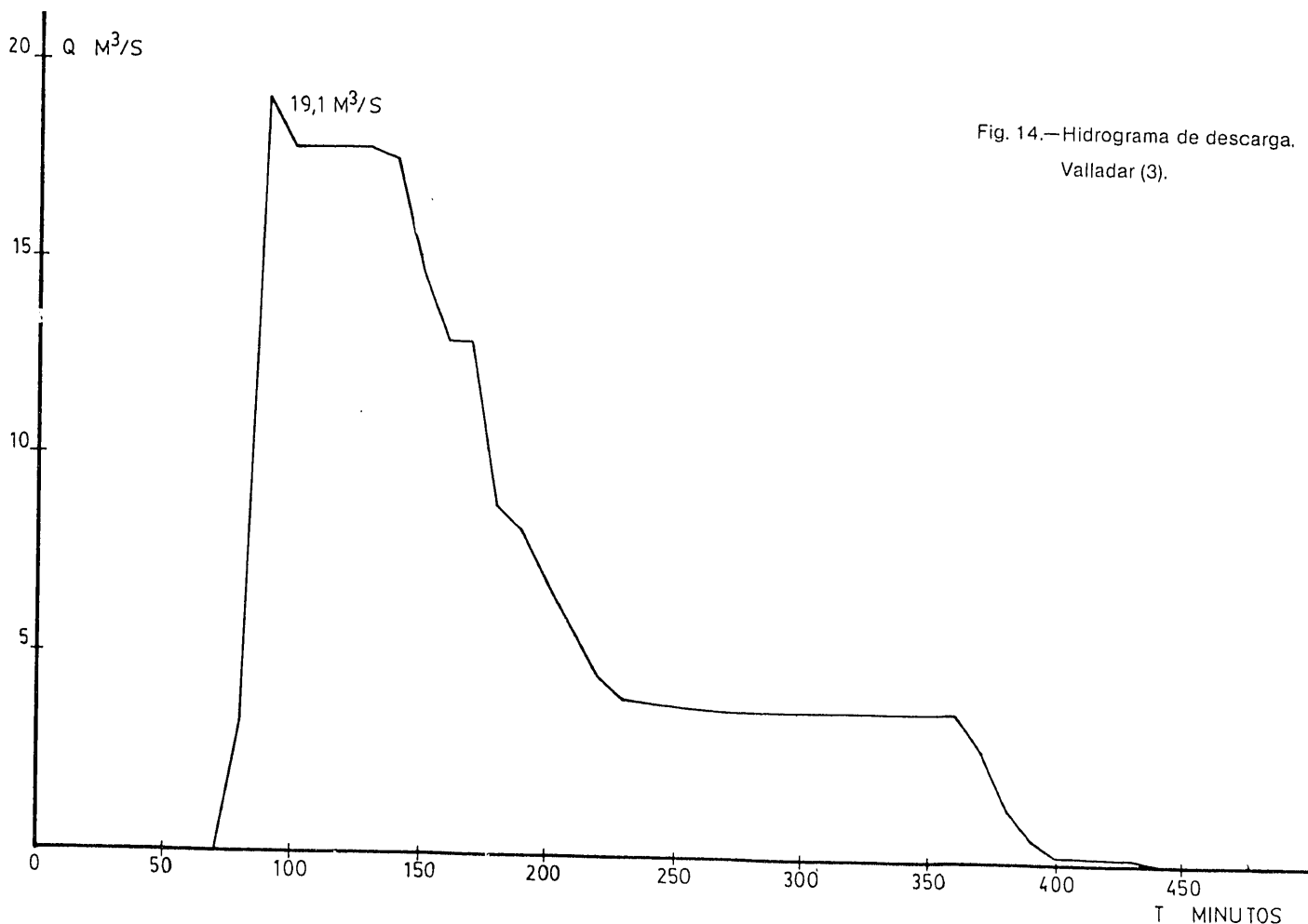


Fig. 14.—Hidrograma de descarga.
Valladar (3).

de los colectores de aguas pluviales directamente hasta el mar.

Esta circunstancia de puntas prácticamente simultáneas de los vertidos de ambas márgenes al cauce en el llamado Azud del Oro, con el incremento de caudal que ello supone, puede evitarse desfasando las puntas afluyentes, bien espacialmente mediante una planificación de las ubicaciones de los vertidos finales de las dos zonas, o bien temporalmente, mediante una gestión en tiempo real de la red, que consiga la retención y desfase de puntas.

Por último, podemos destacar la utilidad del modelo para la detección de colectores infra o sobredimensionados, y corrección de los mismos, lo cual puede apreciarse en los siguientes ejemplos, obtenidos al hacer una pasada de ordenador a la hipótesis más desfavorable, del hidrograma de cálculo n.º 25 correspondiente a la tormenta del 14 de

octubre de 1957 (Fig. 11) con intensidades de hasta 126 mm/h.

- De la figura 8 se deduce que el colector denominado Norte I (tramo 9) produce una punta de 27.8 m³/seg.; puesto que su capacidad de evacuación máxima es de 30 m³/seg., se puede concluir que dicho colector está funcionando a pleno rendimiento.
- El colector denominado Norte Margen Derecha (Fig. 13) presenta una punta de 3.4 m³/seg. que se mantiene durante 100 minutos. Puesto que la capacidad de evacuación máxima de este colector es de 3.4 m³/seg., este tipo de hidrograma permite deducir que durante ese intervalo de tiempo, el colector se encuentra circulando a sección llena y que, por tanto, no está siendo capaz de evacuar el caudal completo que se produce en su cabecera.
- El hidrograma correspondiente al co-

lector denominado Valladar, (tramo 3), representado en la figura 14, tiene una punta de $19.1 \text{ m}^3/\text{seg.}$, bastante inferior a los $31.1 \text{ m}^3/\text{seg.}$, de su capacidad máxima. Este colector recibe en su cabecera los caudales procedentes de los denominados Centro (tramo 1) y Ronda (tramo 2), los caudales, durante dicho hidrograma, están desaguando a su máxima capacidad, que es de 5.7 y $8.5 \text{ m}^3/\text{seg.}$ repectivamente.

Se deduce por tanto, que si los colectores Centro y Ronda fueran capaces de evacuar todo el caudal que se produce en sus cabeceras, el que circularía por el colector Valladar sería sensiblemente superior a los $19.1 \text{ m}^3/\text{seg.}$ que se producen con la hipótesis simulada.

5. CONCLUSIONES

La utilización de un modelo matemático de Hidrología Urbana como el presentado, permite la reproducción del comportamiento físico de un sistema de redes de desagüe frente a una solución prefijada.

Gracias a esta característica del modelo de simulación, permite ser aplicado a:

— Planificación de redes de colectores.

Con el modelo pueden estimarse qué colectores no son capaces de evacuar todo el caudal que se produce en sus cabeceras, y cuáles están funcionando por debajo de su capacidad máxima.

Puede evaluarse cuál sería la respuesta del sistema ante un cambio en las características físicas de un determinado elemento,

por ejemplo: cambio de sección de uno o más colectores, cambios de pendiente del trazado, cambio de conexión entre los diferentes colectores, cambio en las características de alguna cuenca (infiltración, coeficiente de Manning, etc...).

— *Gestión en tiempo real de la red.*

Una vez calibrado el modelo, podrían introducirse en el sistema elementos de control, tales como compuertas, depósitos, etc..., que permitirían controlar los vertidos de los puntos claves de la red.

— *Modelo de base para la utilización de un modelo de calidad de aguas.*

Para ello sería interesante la colocación, en lugares estratégicos de la red, de estaciones de aforo químicas que permitirían calibrar los parámetros del modelo de flujo y los del modelo de calidad de aguas.

BIBLIOGRAFIA

1. KEIFER, C. J., HARRISON, J. P. y HIXSON, T. O.: «Chicago hydrograph method Network Analysis of Runoff computations. Preliminary Report, City of Chicago, Bureau of Engineering 1970.
2. METCALF and EDDY, Inc.: Storm Water Management Model. EPA, vol. 1, 1971.
3. OVERTON, D. E. y MEADOWS, M. E.: Stormwater Modeling. Academic Press, New York, 1976.
4. PAPADAKIS, C. N. y PREUL, H. C.: University of Cincinnati Urban Runoff Model, Proc. ASCE, Hyd. Div. 98, No H y 7. Oct. 1972.
5. THOLIN, A. L. y KEIFER, C. T.: Hydrology of Urban Runoff. ASCE San. Eng. Div., 85, No. SA2. Marzo 1959.
6. WATKINS, L. H.: The design of Urban Sewer Systems, Road Research Tech. Paper No. 55, Department of Scientific and Industrial Research, London, Her Majesty's Stationery Office, 1962.