

24/171



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTONOMA DE MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA

Un Método para el Diseño
de Redes de Alcantarillado

T E S I S
Que para obtener el título de
INGENIERO CIVIL
p r e s e n t a
MIGUEL ANGEL TINOCO RUBI

México, D. F.

1981



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

I N D I C E

I.	ANTECEDENTES	1
II.	METODOS TRADICIONALES	7
	II.1 Método Racional	7
	II.2 Método gráfico alemán	13
III.	MODELO DINAMICO DE SIMULACION	17
	III.1 Conceptos fundamentales	17
	III.2 Funcionamiento hidráulico	18
	III.3 Modelo dinámico adoptado	19
IV.	FUNDAMENTOS DEL METODO	24
	IV.1 Necesidad de nuevos métodos de diseño	24
	IV.2 Metodología de análisis	25
	IV.3 Características físicas de los sistemas	30
	IV.4 Análisis comparativo	31
	IV.5 Influencia de los diámetros comerciales y funcionamiento con sobrecarga	39
	IV.6 Capacidad de regulación del sistema secundario	42

V.	APLICACION PRACTICA	43
VI.	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	45
	REFERENCIAS	50
	TABLAS Y FIGURAS	

I. ANTECEDENTES

Desde épocas remotas los asentamientos humanos de poblados y ciudades se han visto en la necesidad de contar con sistemas de drenaje que les permiten evacuar las aguas pluviales y negras, a fin de evitar los daños propiciados por las inundaciones y mantener condiciones saludables de vida para sus habitantes.

Los primeros sistemas de alcantarillado fueron concebidos exclusivamente para la evacuación de aguas de lluvia y datan de tiempos remotos, no así los sistemas sanitarios, cuyo desarrollo apenas si ha experimentado cambios desde sus inicios, lo cual se debe fundamentalmente a que un flujo de aguas residuales puede considerarse con un buen grado de aproximación como un flujo establecido, lo cual simplifica la idealización del fenómeno, evitando así la necesidad de análisis complicados.

Los métodos implementados hasta la fecha para el cálculo de gastos máximos en alcantarillados sanitarios han probado su eficiencia en la práctica; además, la magnitud de los gastos máximos involucrados, comparativamente menores a los que se manejan en una red pluvial, hacen que el diseño de la red requiera de diámetros menores; de aquí también que no se justifique un análisis más profundo.

En lo que se refiere a los sistemas de alcantarillado pluvial, hasta principios del presente siglo los criterios usados para su diseño, si bien no puede afirmarse que fuesen inadecuados si eran generalmente conservadores; en consecuencia estos sistemas resultaban la mayoría de las veces sobrediseñados. Este hecho sin embargo no pareció constituir un problema hasta que el continuo

crecimiento urbano, con sus grandes desarrollos de áreas prácticamente impermeables, modificó radicalmente la distribución y movimiento del agua, disminuyendo los tiempos de concentración y aumentando la magnitud del escurrimiento, obligando a redes de alcantarillado de un tamaño y costo cada vez mayores.

Surgió entonces la necesidad de desarrollar métodos y criterios que hicieran del diseño de redes de alcantarillado un diseño racional y debidamente fundamentado, a fin de obtener una mejor eficiencia y economía en los sistemas.

Estudios de carácter meteorológico, climatológico y geológico sobre el proceso precipitación-escurrimiento llevaron a un mejor conocimiento del fenómeno, aumentando cada vez la disponibilidad y confiabilidad de la información; lo que permitió a los ingenieros desarrollar los primeros métodos para estimar el escurrimiento en una zona determinada.

Uno de los métodos más utilizados para cuantificar el escurrimiento en sistemas de drenaje urbano ha sido el método Racional. Este método, cuyos alcances y limitaciones se tratarán en el capítulo II, constituyó la primera tentativa de establecer una relación entre el escurrimiento y la superficie donde ocurre la precipitación. Posteriormente, diversos autores introdujeron nuevos conceptos, tratando de perfeccionarlo cada vez más. Actualmente se acepta que sobrestima la magnitud del escurrimiento y se recomienda limitar su uso a áreas pequeñas,

aunque a este respecto la mayoría de los autores no coinciden en cuanto al rango de magnitudes dentro de las cuales un área debe ser clasificada como pequeña. El método no obstante tiene un gran aceptación debido a la facilidad de su aplicación.

A partir de este método, se desarrollaron otros que utilizaban expresiones empíricas que relacionaban las características físicas promedio del área analizada, tales como la longitud del cauce y la pendiente media con el gasto máximo producido por una lluvia determinada; desafortunadamente este tipo de métodos basados en mediciones directas manejados como "caja negra", funcionan para las regiones en las cuales se realizaron dichas mediciones. Su aplicación por tanto queda limitada a zonas que presenten características similares a dichas regiones; además que no consideran en forma explícita aspectos tales como el almacenamiento en la red y la transitoriedad del escurrimiento; tal es el caso de los métodos de Burkli Ziegler y Mac Math.

Se desarrollaron entonces métodos hidrológicos que intentaron considerar aunque fuese de manera simplificada, el carácter transitorio del flujo, tal es el caso del método Gráfico alemán el cual proporciona además del gasto máximo, el hidrograma de descarga.

Ciudades como Los Angeles, Cincinnati y Chicago, desarrollaron con éxito métodos propios, fundamentados en múltiples calibraciones y mediciones; sin embargo, estos métodos no son aplicables a otras poblaciones ya que fueron implementados para las condiciones muy particulares de los sistemas existentes en dichos lugares.

Actualmente se han desarrollado métodos más elaborados que reproducen a través de modelos en forma de programas de computadora, el funcionamiento hidráulico de la red y consideran el almacenamiento temporal del agua que tiene lugar en ella, así como en el sistema secundario (cajas y pozos de visita). Ello es posible mediante la aplicación simultánea de los principios de conservación de la cantidad de movimiento y masa a tramos o celdas en que se ha subdividido previamente la red.

Estos métodos si bien proporcionan resultados más exactos y confiables, requieren de una mayor información en contraste con la simplicidad de los métodos tradicionales. Discutir la bondad y confiabilidad de estos últimos será objeto del capítulo II; sin embargo, es un hecho que en la actualidad el uso de este tipo de métodos ha permitido el análisis de sistemas de drenaje extensos y complejos de las grandes concentraciones urbanas, que no hubieran podido ser estudiados con los métodos tradicionales.

En el diseño de redes de alcantarillado los métodos tradicionales permiten obtener gastos máximos con los que se pueden seleccionar los diámetros y pendientes de las tuberías requeridas para conducirlos. Esto es posible efectuando consideraciones adicionales tales como aceptar en los tubos un régimen establecido a superficie libre para las condiciones extremas y, mediante el uso de una fórmula de fricción tal como la de Manning, se obtiene la combinación de diámetro y pendiente más convenientes tomando en cuenta las características del terreno donde se localiza cada tramo a diseñar.

Otro problema que plantea el diseño de redes de alcantarillado, además del hidráulico, es el relativo a tomar en cuenta simultáneamente los aspectos económicos y las especificaciones constructivas que requiere la red tales como tipo de material, colchones mínimos, profundidades máximas de excavación, discontinuidades en los tubos a través de cajas de caída, pendientes extremas admisibles, etc.

Esto último generalmente representa un gran volumen de trabajo para el proyectista de redes, además de que se requiere de una sistematización de los cálculos a realizar, auxiliándose de ábacos y tablas.

Los métodos más elaborados, si bien pueden utilizarse para el diseño de redes convencionales, mediante la proposición y revisión sistemática de diferentes geometrías de la red, la cantidad de trabajo que se requiere para procesar la información necesaria para las simulaciones del funcionamiento hidráulico de cada alternativa que se proponga lo haría impráctico e incosteable, además no permitiría tomar en cuenta durante el análisis gran parte de las especificaciones constructivas de la red. De acuerdo con esto, estos métodos se han limitado a la revisión y diseño de redes primarias de los colectores de las grandes ciudades.

El objeto de este trabajo es establecer una metodología para el diseño de redes de alcantarillado que se caracteriza por lo siguiente:

- . Simplicidad de cálculo, comparable a la de los métodos tradicionales.

- Confiabilidad en la estimación de los gastos de diseño, similar a la que se obtendría con los métodos más elaborados de simulación.

Para llevar a cabo lo anterior se ha seleccionado como criterio básico para el diseño de tres redes el método Racional, utilizando para su aplicación un programa para computadora que además toma en cuenta las especificaciones constructivas vigentes de la SAHOP. Las redes diseñadas de esta manera se revisan utilizando un modelo para el tránsito de avenidas en colectores.

Finalmente, tomando como base los resultados anteriores se plantea un criterio práctico de ajuste al método Racional que permite disminuir los gastos de diseño en una red de alcantarillado pluvial.

II. METODOS TRADICIONALES

El uso de estos métodos ha sido práctica común hasta fechas recientes en lo que se refiere al cálculo de gastos máximos en redés de alcantarillado, la razón principal lo constituye sin duda alguna que son métodos que requieren de poca información para su aplicación y un mínimo de cálculo numérico.

II.1 Método Racional

II.1.1 Conceptos fundamentales

Coeficiente de escurrimiento (C)

Este coeficiente es una relación del volumen escurrido con respecto al volumen llovido y depende fundamentalmente de la impermeabilidad del área donde ocurre la precipitación. Existe a este respecto gran cantidad de información en libros y manuales de Hidrología en los cuales se sugieren diferentes valores de C en función del tipo de área a drenar. Un criterio por ejemplo, es el mostrado en la tabla No. 1 (ref. 1).

Tiempo de concentración (Tc)

Es el tiempo que le tomaría al agua de lluvia recorrer desde la parte más alejada de la cuenca hasta el punto de interés. Para el diseño de redes de alcantarillado se acostumbra calcularlo como:

$$T_c = T_e + T_f \quad (2.1)$$

En donde:

T_e : Es el tiempo que el agua escurre a superficie libre hasta su ingreso al sistema. Se denomina tiempo de entrada.

T_f : Es el tiempo que lleva al agua recorrer los conductos aceptando una velocidad a tubo lleno, desde las cabezas de atarjeas o colectores hasta el punto considerado. Se denomina tiempo de flujo.

De acuerdo a esto T_c puede ser expresado como:

$$T_c = \sum_{i=1}^{n-1} \left(\frac{L}{v_{t11}} \right) + T_e \quad (2.2)$$

L y v_{t11} corresponden respectivamente a las longitudes y velocidades a tubo lleno, de los conductos aguas arriba del tramo considerado.

En cuanto al tiempo de entrada, su evaluación no es sencilla, sin embargo, existen criterios para calcularlo en función de las características propias del área en estudio tales como su pendiente, extensión y permeabilidad, tal es el caso por ejemplo del criterio propuesto por el cuerpo de ingenieros de los Estados Unidos de Norteamérica (fig. 1).

Intensidad media de lluvia

Representa la rapidez media con que se precipita la lluvia para una duración de tormenta dada. Para tormentas de una duración t y un período de recurrencia determinado, la intensidad de lluvia puede obtenerse a partir de fórmulas del tipo:

$$i = \frac{a}{b + t} \quad (2.3)$$

Donde a y b corresponden a constantes obtenidas a partir del análisis de registros pluviográficos de lluvia.

II.2.2 Hipótesis de partida

El método se basa en las hipótesis siguientes:

- a) El gasto máximo en un tramo determinado se calcula para una duración de tormenta igual al tiempo de concentración hasta ese punto (fig. 2).
- b) La intensidad de lluvia es función de la duración de la tormenta y por lo tanto del tiempo de concentración.
- c) El tiempo de entrada al sistema (T_e) se mantiene constante e igual a un valor seleccionado (15 a 20 minutos).
- d) La velocidad de flujo en los conductos corresponde a la condición de tubo lleno y se mantiene constante durante el tiempo de flujo (T_f).
- e) El tiempo de concentración se obtiene a partir de la expresiones (2.2) y/o (2.3).

Bajo estas hipótesis el gasto máximo se obtiene con la ecuación:

$$Q = K C i A \quad (2.4)$$

Donde:

Q : Gasto máximo

C : Coeficiente de escurrimiento del área drenada

i : Intesidad media de lluvia para una duración igual al tiempo de concentración

A : Area drenada hasta el punto de interés

K : Es una constante que depende de las unidades que se tomen para las demás variables. A continuación se presenta una tabla con los valores de K según el tipo de unidades utilizadas para el resto de las variables.

K	Q	i	A
0.2778	m ³ /seg	$\frac{\text{mm}}{\text{hr}}$	km ²
2.778	lt/seg	$\frac{\text{mm}}{\text{hr}}$	ha.
2.778 x 10 ⁻³	m ³ /seg	$\frac{\text{mm}}{\text{hr}}$	ha.

El coeficiente de escurrimiento C carece de dimensiones por lo que deberá considerarse con el mismo valor en todos los casos.

Como puede verse, la fórmula Racional (expresión 2.4) es simplemente una expresión para convertir la intensidad de lluvia en escurrimiento sobre un área determinada. El método consiste en el uso de esta fórmula en combinación con la ecuación representativa de la intensidad de lluvia y bajo las hipótesis establecidas para su aplicación.

II.1.3 Información requerida

El uso del método requiere de registros de lluvia en el área de estudio, a fin de ajustar una ecuación intensidad-duración-período de retorno que represente las características estadísticas de la precipitación en la misma, así como de información sobre los aspectos físicos de la cuenca tales como pendientes, usos del suelo, etc., a fin de establecer valores representativos para T_c y C .

II.1.4 Metodología

Para su aplicación el método requiere de la división de la red en tramos a los cuales se les ha asignado previamente su respectiva área tributaria con su coeficiente de escurrimiento correspondiente. El diseño de la red consiste básicamente en proponer un diámetro y pendiente capaces de conducir el gasto máximo obtenido para cada tramo, minimizando en la medida que los diámetros comerciales lo permitan, el sobrediseño de la red. En la figura No. 3 se muestra una tabla similar a las usadas tradicionalmente en el diseño de alcantarillados pluviales.

Para el diseño de tramos confluentes deberán tomarse en cuenta las siguientes consideraciones:

1. Se considera un coeficiente de escurrimiento ponderado entre las áreas acumuladas o bien, un coeficiente uniforme para toda la cuenca previamente ponderado para el total de áreas tributarias.

2. Se calculan independientemente los tiempos de concentración para las diferentes rutas que conducen al tramo por diseñar, seleccionando el mayor.

Procediendo con base en este criterio, se continúa secuencialmente hacia aguas abajo, acumulando áreas, calculando tiempos de concentración e intensidades de lluvia hasta calcular el gasto de diseño en función del cual se propondrán el diámetro y la pendiente necesarios para conducirlo.

II.1.5 Limitaciones y ventajas

Como principales desventajas del método se pueden mencionar:

1. No considera la regulación por almacenaje en la red, lo cual en un momento dado permitiría disminuir los gastos máximos usados para el diseño de los tubos.
2. La estimación del coeficiente de escurrimiento, no obstante la gran disponibilidad de información con que se cuenta a este respecto en libros y manuales de Hidrología, dista mucho de ser objetiva, estando sujeta a la apreciación o experiencia del diseñador; ambos factores muy subjetivos.
3. El método se encuentra limitado a tiempos de concentración mayores que 11 minutos, ya que para tiempos menores los valores de la intensidad aumentan rápidamente obteniéndose gastos máximos fuera de la realidad (ref. 2).

En cuanto a sus ventajas, cabe destacar:

1. La facilidad de comprensión de los conceptos que maneja y su amplia difusión, hacen muy simple su aplicación.
2. La información necesaria para dicha aplicación es mínima y generalmente fácil de conseguir.
3. En la práctica común los resultados obtenidos a partir del método, son en general satisfactorios para áreas de drenaje pequeñas.

II.2 METODO GRAFICO ALEMAN

Este método ha tenido una gran aceptación en nuestro medio durante los últimos años, ya que proporciona además del gasto máximo de diseño, la forma del hidrograma de descarga. Esto es posible mediante la suma gráfica de los hidrogramas parciales de cada tramo, desfasados de acuerdo a sus correspondientes tiempos de retraso, con lo que se pretende considerar el tránsito de la avenida por la red (ref. 3). Los conceptos en que se basa el método al igual que los requerimientos de información para su aplicación, son básicamente los mismos que los establecidos para el método Racional descrito anteriormente.

II.2.1 Metodología

La aplicación del método consiste en lo siguiente:

1. Una vez trazada la red de alcantarillado, se secciona en tramos definiendo las áreas elementales tributarias de cada uno de ellos.

2. Para cada área elemental, se obtiene su tiempo de concentración correspondiente. El tiempo de concentración en este caso, corresponde exclusivamente al tiempo de entrada (T_e) manejado en el método Racional (II.1.1).
3. Mediante una relación para estimar los escurrimientos en cuencas "pequeñas", por ejemplo, la fórmula Racional (expresión 2.4), se obtiene el gasto máximo asociado al área de cada subcuenca, considerando una intensidad constante en el tiempo y el espacio, para una duración igual al tiempo de concentración de toda la cuenca.
4. Se construyen hidrogramas de descarga de cada área elemental, suponiendo que el gasto máximo de cada subcuenca crece linealmente hasta alcanzar su tiempo de concentración correspondiente (T_c), manteniéndose después constante hasta que se alcance la duración de la lluvia (tiempo de concentración de toda la cuenca). El tiempo de recesión (T_r) se considera igual al tiempo de concentración del tramo bajo consideración (fig. 4).
5. La configuración y disposición de las diferentes subcuencas que forman el sistema definirán la ubicación de los hidrogramas parciales en la gráfica, según se trate de hidrogramas correspondientes a tramos consecutivos o concurrentes, debiéndose observar el siguiente criterio:

- a) El análisis se inicia a partir del último tramo de descarga continuándose hacia aguas arriba.
- b) Si los tramos son concurrentes se supone que empiezan a contribuir con el gasto simultáneamente. Para simular lo anterior gráficamente, se suman los hidrogramas principiando al mismo tiempo (fig. 5).
- c) Si los tramos son consecutivos, se considera que la subcuenca de aguas arriba se retrasa en aportar gasto a la inmediata aguas abajo, un tiempo igual al que le lleva al agua recorrer a través de los conductos la distancia entre los puntos de ingreso. Este tiempo se denomina de retraso (TR) y es equivalente al tiempo de flujo manejado por el método Racional (II.1.1). La suma gráfica de los hidrogramas en este caso se hará a partir del tiempo de retraso correspondiente (fig. 5).

Procediendo con este criterio se continúa sumando secuencialmente los hidrogramas parciales de cada tramo en toda la cuenca hasta obtener el gasto máximo en el punto considerado.

II.2.2 Limitaciones y ventajas

Las principales desventajas del método son:

1. Al igual que en el método Racional: la evaluación del coeficiente de escurrimiento así como del tiempo de concentración, utilizados para elaborar los hidrogramas parciales resulta difícil de efectuar a través de expresiones de carácter simplista.

2. La suma de los hidrogramas elementales se efectúa con base en la suposición de que los tiempos de desfaseamiento son independientes del gasto; esto trae como consecuencia que los gastos proporcionados por el método sean, generalmente, menores que los reales.

3. Finalmente, podemos añadir que al igual que el método Racional, no toma en cuenta el efecto de almacenaje en la red; asimismo, el método se encuentra basado exclusivamente en conceptos hidrológicos y sólo considera el aspecto hidráulico al distinguir los tiempos de concentración entre tramos consecutivos y concurrentes.

En cuanto a sus ventajas, como puede verse, el método aunque laborioso es sencillo de aplicar y como se dijo anteriormente, tiene la ventaja sobre el método Racional de obtener además del gasto máximo, la forma del hidrograma de descarga.

III. MODELO DINAMICO DE SIMULACION

III.1 Conceptos fundamentales

La disponibilidad que se tienen actualmente de computadores de gran capacidad ha permitido el desarrollo de modelos matemáticos que simulan el funcionamiento hidráulico de los conductos que integran las redes de drenaje. Estos modelos se encuentran gobernados básicamente por dos principios fundamentales:

Principio de conservación de la masa

Establece que para un intervalo dado, el volumen de ingreso a un tramo de la red es igual al volumen que sale de éste más el almacenamiento que tiene lugar en el tramo, esto es:

$$(Q_e) dt = V + (Q_s) dt \quad (3.1)$$

Donde:

Q_e : Gasto de entrada

V : Volumen de almacenaje

Q_s : Gasto de salida

Principio de conservación de la cantidad de movimiento

Establece que la resultante de las fuerzas que actúan sobre un fluido en movimiento en un tramo de conducto, es igual al cambio de su cantidad de movimiento, es decir:

$$\sum F = \frac{d}{dt} (m \bar{v}) \quad (3.2)$$

Donde:

- m : masa del fluido
 v : velocidad del fluido.
 ΣF : fuerzas actuantes en el fluido, a saber, presión
 peso propio y fricción

Los diferentes modelos dinámicos desarrollados a la fecha, consideran la aplicación simultánea de los dos principios mencionados anteriormente a tramos o celdas en que se ha subdividido previamente una red de conductos, lo que permite obtener ecuaciones que relacionan los tirantes y velocidades representativas de los tramos con las características geométricas de la red e ingresos que tengan lugar en cada caso.

Dado el carácter transitorio del fenómeno y la posibilidad de funcionamiento como canal o en condiciones forzadas de la red que se desea analizar, las ecuaciones diferenciales planteadas no son lineales y su solución se obtiene por diferencias finitas para intervalos cortos de tiempo.

El uso de intervalos cortos permite linealizar las ecuaciones con lo que se obtiene una simplicidad adicional en la solución.

III.2 . Funcionamiento hidráulico

El problema de analizar el comportamiento de redes de alcantarillado estriba en definir las características del flujo en las mismas. En efecto, en el caso más general, se trata de un flujo espacialmente variado no uniforme y no permanente con condiciones de frontera variables. Esto trae como consecuencia que las características hi-

dráulicas del flujo, es decir tirantes y velocidades, varíen con el tiempo y espacio.

El problema que plantea el análisis de una red con las características mencionadas anteriormente, se ve incrementado aun más por el hecho de que los conductos pueden trabajar en un momento dado como canal o bajo condiciones de carga, además de que deberá de considerarse una regulación adicional que tiene lugar en cada tramo de los conductos que tome en cuenta al sistema secundario de la red, integrado por las atarjeas y pozos de visita existentes en esos tramos.

III.3 Modelo dinámico adoptado

El modelo matemático utilizado en el presente trabajo fue desarrollado originalmente en el Instituto de Ingeniería (ref. 4) para analizar el tránsito de avenidas en llanuras de inundación. Posteriormente fue adaptado para el análisis de redes de colectores con motivo del Estudio integral del drenaje de la Cd. de México (ref. 5). Esta adaptación se llevó a cabo en el Instituto de Ingeniería de la U.N.A.M.

El uso del modelo implica que se disponga de la información siguiente:

1. Geometría de la red incluyendo diámetros, elevaciones de plantilla de los conductos y del terreno natural, confluencias, circuitos cerrados, etc., lo que permitirá subdividir los conductos que forman la red en tramos o "celdas".

2. Condiciones de frontera donde existan ingresos o salidas de la red (descarga libre, tirante constante, plantas de bombeo, etc).
3. Areas tributarias y coeficientes de escurrimiento de cada celda para definir los hidrogramas de ingreso a la red, por cualquiera de los métodos tradicionales.
4. Volúmenes potenciales de regulación de cada una de las celdas que tiene lugar cuando los conductos tra bajan en condiciones forzadas y el nivel del agua no ha alcanzado la elevación del terreno natural. Esta regulación, en el caso del análisis de una red primaria de drenaje, estaría integrada por la capacidad de almacenaje que existirá en la red secundaria de atarjeas incluyendo a los pozos de visita.

Con base en esta información se divide la red en ríos pares e impares de tal forma que no exista conexión entre ríos del mismo orden y de acuerdo con el número de celdas que componen cada río, el modelo plantea y resuelve para cada uno de los ríos un sistema lineal no homogéneo de ecuaciones, en primer lugar para el conjunto de los ríos impares y a continuación para el de los pares; con este artificio se logra que un conjunto sirva como condición de frontera al otro. Esto es, si se tiene un sistema como el mostrado en la figura 6, integrado por cuatro ríos, equivaldría a resolver el sistema según el arreglo presentado en la misma figura.

De esta manera las condiciones de frontera aguas abajo quedan definidas para cada ramal en la confluencia con ríos de diferente orden, en donde se tendrá una frontera de tirante conocido; para tramos de descarga al final del sistema podrán utilizarse como fronteras las condiciones de tirante crítico, tirante constante o planta de bombeo.

Las ecuaciones de conservación de masa y cantidad de movimiento son planteadas para un instante en el cual se tienen valores conocidos (tirante y velocidad) y para el instante inmediato ($j + 1$) cuyas características de tirante y velocidad se quieren calcular; esto para cada tramo o celda (i). El planteo de las ecuaciones se hace utilizando diferencias finitas y volúmenes de control desfasados medio tramo según se muestra en la fig. 7. Lo anterior es con objeto de evitar problemas de inestabilidad numérica.

En esa figura, V_C y V_I son los volúmenes de control utilizados para plantear las ecuaciones de conservación de la masa y cantidad de movimiento respectivamente. Corresponderá entonces una ecuación de conservación de masa para cada celda y una ecuación de cantidad de movimiento entre cada dos de ellas. Para el primer caso se relacionan dos velocidades y un tirante y para el segundo dos tirantes y una velocidad. En la fig. 8 se presenta el planteamiento básico de las ecuaciones y su generalización; para cada instante, las incógnitas serán la velocidad y el tirante calculados al final y al centro del tramo respectivamente.

Según la Fig. 8 se puede establecer la generalización de las ecuaciones para cada caso como sigue:

Ecuación de conservación de la masa

$$C1 V_{i-1}^j + C2 Y_i^j + C3 V_i^j = C4 \quad (3.3)$$

Ecuación de conservación de la cantidad de movimiento

$$I1 Y_i^j + I2 V_i^j + I3 V_{i+1}^j = I4 \quad (3.4)$$

Donde C e I son coeficientes constantes que dependen de los parámetros hidráulicos conocidos (velocidad y tirante del instante i), así como de las características geométricas y de los ingresos a la red, también conocidos.

Para la solución de los sistemas de ecuaciones así planteados, el modelo recurre a una variante del método de Gauss conocido como "doble barrido" (ref. 4) que consiste esencialmente en transformar la matriz original de coeficientes del sistema de ecuaciones lineales en otra matriz con coeficientes de valor "0" en la diagonal superior y coeficiente de valor "1" en la diagonal principal. El sentido de este primer barrido es de aguas abajo a aguas arriba, para cada uno de los ríos que forman la red con lo que se obtiene la transformación de la matriz. A continuación con el segundo barrido en sentido inverso, se obtienen la matriz identidad y el vector de términos independientes que resulta ser la solución del problema, es decir se obtiene tirantes y velocidades para cada celda o tramo del sistema.

Inicialmente deberá simularse el funcionamiento hidráulico de la red bajo condiciones de flujo no transitorio, alimentando al sistema con un gasto base o de estiaje, a efecto de proporcionar al modelo las condiciones iniciales del problema (tirantes y velocidades para cada celda). Esta etapa se conoce como "calentamiento" del sistema.

Además de proporcionar los tirantes y gastos máximos para cada instante, el modelo permite conocer el volumen total derramado por el conjunto, así como los volúmenes vertidos por cada celda expresados en % con respecto al derrame total. Un listado de salida típico del modelo se muestra en la Fig. 9. Esta información permite detectar los sitios donde la red resulta insuficiente y dadas las características de la inundación y de la zona, mejorar si se justifica, el diseño en los puntos conflictivos, proponiendo alternativas de alivio.

IV. FUNDAMENTOS DEL METODO

IV.1 Necesidad de nuevos métodos de diseño

Según se ha mencionado, el diseño convencional de redes de alcantarillado se caracteriza por lo laborioso del cálculo, ya que para la selección de diámetro y pendiente de cada tramo de la red se requiere considerar, además de los parámetros hidráulicos de diseño, lo relativo a las especificaciones constructivas vigentes para este tipo de proyectos. Esto trae como consecuencia que el diseñador de redes deberá realizar el cálculo en forma ordenada y sistemática, auxiliándose de tablas y ábacos.

Como consecuencia de lo anterior, en la práctica difícilmente se analiza más de una alternativa de red de alcantarillado, con lo cual la calidad y costos de los proyectos dependen directamente de la experiencia y apreciaciones subjetivas de cada diseñador; además si se trata de diseñar redes de drenaje que cubran extensiones grandes, al elaborar el proyecto con los métodos convencionales que no consideran la regulación propia de la red ni los desfasamiento de tiempo en las entradas y recorrido de los hidrogramas, los gastos de diseño obtenidos son generalmente mayores que los reales, llegando frecuentemente al sobrediseño de redes. lo cual incrementará el costo de construcción de las mismas, que variará en función de las características físicas de la zona, tal es el caso por ejemplo, de los terrenos muy planos o con fuerte pendiente y material rocoso predominante.

Ante esta situación, se plantea la necesidad de disponer de un método de cálculo que cumpla simultáneamente con las características siguientes:

- a) Aplicación sencilla comparable a la de los métodos convencionales.
- b) Determinación de gastos máximos más cercanos a la realidad, lo cual redundará en redes más eficientes y económicas.

IV.2 Metodología de análisis

Para desarrollar el método que se propone en este trabajo, se siguió la siguiente metodología:

1. Se seleccionaron tres fraccionamientos urbanos reales cuyas áreas son de 2.9, 13.7 y 23.2 ha., para los que se diseñó la red de alcantarillado pluvial adoptando el método Racional y considerando las especificaciones constructivas de la SAHOP. El diseño hidráulico se realizó mediante un programa de computadora que calcula redes de alcantarillado en general (ref. 6).
2. Aceptando que el modelo dinámico de simulación seleccionando (ref. 4) reproduce con buen grado de aproximación el funcionamiento hidráulico en sistemas de tubos, se revisaron cada una de las redes diseñadas previamente utilizando este modelo.
3. Los gastos máximos obtenidos para el diseño y revisión mediante la simulación del funcionamiento hidráulico se compararon entre sí con objeto de tratar de detectar tendencias, cuyo análisis permitiera proponer un criterio de corrección al método Racional a fin de obtener gastos de diseño similares a los que se obtendrían mediante la simulación de la red, lo que daría por resultado una red mejor proyectada.

4. Una vez aplicado el criterio de corrección al método Racional, lo que permitiría abatir los gastos de diseño y dado el caso, disminuiría los conductos de la red, ésta se verificaría nuevamente mediante el modelo de simulación.

Cabe mencionar que el número de cuencas estudiadas en este trabajo, según la metodología descrita, es insuficiente para un análisis estadístico formal, no obstante, la intención del mismo era plantear un criterio de análisis y corrección a un método de diseño de redes de alcantarillado, utilizando comúnmente en nuestro medio tal como es el método Racional. La aplicación sucesiva de la metodología propuesta a cuencas urbanas que presenten características distintas entre sí, permitirá afinar los parámetros y correlaciones obtenidas en este trabajo, los que una vez establecidos, permitirán corregir los gastos de diseño que se utilizarán para la selección de los diámetros y pendientes de los diferentes tramos que integren la red que se pretenda diseñar.

IV.2.1 Consideraciones para el diseño

El diseño de las tres redes de alcantarillado que se analizaron, está basado en las consideraciones siguientes:

1. Se adoptó para las tres cuencas analizadas las mismas características de lluvia, representadas por la ecuación intensidad-duración para un período de retorno de 5 años (fig. 10, ref. 8).
2. Se asignó el valor de 0.6 como coeficiente de escurrimiento representativo a las cuencas bajo estudio, el que corresponde a un valor medio recomendado en los manuales de Hidrología para áreas residenciales

(tabla 1, ref. 1)

3. Se estimó adecuado un tiempo de escurrimiento hasta las cabezas de atarjea de la red igual a 20 minutos, dadas las características físicas y geométricas de las cuencas analizadas.
4. Para el cálculo del área drenada por cada tramo, se consideró una densidad lineal que en cada caso se obtuvo dividiendo el total del área de la cuenca por la suma de longitudes de la red; en esta forma se obtuvieron áreas parciales proporcionales a la longitud del tramo.
5. Para el cálculo del gasto máximo de diseño de cada tramo se utilizó el método Racional, descrito anteriormente (II.1), con la excepción que para fines de cálculo del tiempo de flujo, se consideró la velocidad efectiva y no la velocidad a tubo lleno, por considerarse más representativa la primera condición.
6. La selección de diámetro y pendiente se hizo utilizando el criterio de Manning aceptando una condición de régimen establecido para el gasto de diseño, sin permitir que los conductos tomaran carga hidráulica.
7. El dimensionamiento y geometría de las redes diseñadas se hizo respetando en todos sus aspectos las especificaciones constructivas vigentes para redes de alcantarillado de la SAHOP, (ref. 9).

El diseño expedito de las redes analizadas fué posible gracias al programa "DRENA" desarrollado por la compañía de consultoría DIRAC para el diseño de redes de alcanta-

rillado sanitario, pluvial o combinado (ref. 6). Este programa puede utilizar, para el cálculo de gastos máximos pluviales, los métodos Racional, Burkli Ziegler y cualquier otro criterio empírico que se le proponga. En el caso de redes de alcantarillado sanitario puede utilizar los criterios de Harmon o Babbit.

El programa también toma en cuenta las especificaciones constructivas para redes de la SAHOP, como son pendientes extremas máximas y mínimas permisibles para tuberías según su diámetro, gastos mínimos admisibles, anchos de zanjas según profundidad y diámetros de las tuberías, colchones mínimos y máximos, separación entre pozos de visita, características de las cajas de caída, etc. Además, tiene la opción de calcular cantidades de obra, suministros e instalaciones. En las figuras 11 y 12 se muestran, respectivamente, un diagrama de bloques del programa y una salida de resultados típica del mismo.

Este programa permite en un momento dado, analizar diferentes alternativas de una red cambiando un mínimo de parámetros, con lo que se puede seleccionar la más económica y efectuar si se requiere, análisis de sensibilidad a algunos de los parámetros que intervienen en el diseño de las redes.

IV.2.2 Consideraciones para la simulación

Para efectuar la simulación del funcionamiento de las redes de alcantarillado diseñadas, se utilizó el modelo dinámico descrito anteriormente al cual se le conoce como "TUAVE" (ref. 7). Esto fué posible haciendo las consideraciones siguientes:

1. Se adoptó la misma ecuación de intensidad-duración para un período de retorno de 5 años utilizada en el diseño de redes con el programa "DRENA".
2. Los coeficientes de escurrimiento, tiempos de concentración y áreas tributarias de cada tramo de la red fueron los mismos que se utilizaron para el diseño de las redes. En el caso de los tramos, la correspondencia no fue realizada rigurosamente debido a limitaciones en el modelo dinámico.
3. Los gastos pico de los hidrogramas de ingreso que se utilizaron en el modelo dinámico se obtuvieron mediante la aplicación de la fórmula Racional (expresión 2.4). El volumen en exceso se determinó en cada caso a partir de la ecuación de intensidad duración, el área servida por cada tramo y el coeficiente de escurrimiento adoptado, calculando la altura de lluvia para una duración igual al tiempo de concentración. Conocidos el volumen en exceso y el tiempo de concentración, el tiempo de recesión de cada hidrograma (T_r) se despejó obteniéndose una forma de hidrograma prácticamente simétrica. La forma y características del hidrograma adoptado, así como las fórmulas utilizadas para el cálculo de los volúmenes en exceso y gastos picos de los hidrogramas se presentan en la figura 13.
4. Con objeto de tomar en cuenta durante la simulación el volumen potencial de regulación que representan los pozos de visita existentes en cada tramo de las redes, se cuantificó el volumen de los pozos en cada sitio y se aceptó una variación lineal en la capacidad de regulación a partir de la clave del tubo y hasta la elevación del terreno natural. De esta manera el volumen potencial de regulación de cada celda quedó condicionado al número de pozos existentes dentro de la misma.

5. Para las tres redes analizadas se consideró una celda única de salida, utilizando un tirante constante igual al diámetro de la tubería de descarga como condición de frontera. Esta condición se adoptó en lugar de la frontera de tirante crítico. debido que al utilizar esta última se presentaron problemas de estabilidad del modelo. Para no afectar la regulación natural de las redes analizadas al mantener la descarga ahogada, se incluyó un tramo de tubería adicional en la descarga con una pendiente fuerte; de esta manera, el remanso provocado aguas arriba solo afectaría a este último tramo y no a la red.

Las consideraciones anteriores tienen por objeto tratar de eliminar, en la medida de lo posible, las diferencias en las variables que intervienen en ambos análisis, es decir, en el diseño y la simulación del funcionamiento hidráulico de las redes estudiadas.

IV.3 Características físicas de los sistemas

Las cuencas seleccionadas para el análisis corresponden a fraccionamientos residenciales localizados en zonas urbanas cercanas a las ciudades de México (cuencas nos. 1 y 2) y Guadalajara (cuenca No. 3). Estas cuencas presentan características físicas diferentes entre sí, principalmente en la superficie, forma y pendiente natural; de tal manera que era de esperarse que los sistemas de alcantarillado diseñados para cada una de ellas, presentarán particularidades distintas. En la tabla No. 2 se muestran las características propias de cada sistema.

IV.4 Análisis comparativo

Como quedó establecido en capítulos anteriores, la principal limitación de utilizar métodos tradicionales para el diseño de redes de alcantarillado, lo constituye el hecho de que dichos métodos no consideran el volumen de regulación que tiene lugar tanto en la red misma como en el sistema secundario (pozos y cajas de visita); así pues, tomar en cuenta de alguna manera dicha regulación es algo que no debe quedar fuera del alcance de cualquier método que pretenda un mejor diseño de los sistemas de alcantarillado.

Considerando lo anterior, se efectuó el diseño hidráulico de las redes, utilizando primeramente el método Racional tradicional, es decir, omitiendo el efecto de regulación que tiene lugar en la red y pozos de visita; a continuación, se efectuó un diseño adicional con el mismo método, pero considerando un criterio simplificado para tomar en cuenta el almacenamiento temporal que tiene lugar en colectores y atarjeas, al cual se le ha denominado método Racional modificado.

Para el cálculo de la capacidad de regulación del sistema, se propone considerar un volumen igual a la suma de los productos de las áreas hidráulicas efectivas por las longitudes de los tramos, aguas arriba del tramo que se está calculando. Esto es:

$$V_{reg} = \sum_{i=1}^{n-1} (a_i l_i) \quad (4.1)$$

Donde:

V_{reg} : Es el volumen almacenado temporalmente hasta el tramo inmediato anterior.

a_i : Es el área hidráulica efectiva; es decir, el área correspondiente a las condiciones de gasto máximo conducido por cada tramo a tirante normal (régimen establecido).

l_i : Es la longitud del tramo.

De esta manera se obtiene un volumen que restado al hidrograma simétrico, obtenido a partir del gasto calculado por el método Racional y el tiempo de concentración hasta el tramo de interés, permitirá abatir los gastos de diseño y por lo consiguiente tendrá lugar una disminución de los diámetros en la red.

En la figura 14 se muestra el criterio propuesto para restar el volumen regulado del obtenido a partir del método Racional convencional.

No obstante lo anterior, cabe mencionar que la disponibilidad de diámetros comerciales para la tubería, introduce automáticamente un factor de sobrediseño, sobre todo cuando el área drenada es pequeña, ya que mientras en algunos conductos el gasto de diseño se encontrará muy cercano a la condición ideal de tubo lleno, en otros, tendrá necesariamente una capacidad mayor.

Debe hacerse hincapié en que el criterio propuesto para tomar en cuenta durante el diseño de las redes de alcantarillado el efecto de regulación, ha sido hasta cierto

punto arbitrario, sin embargo, se ha tratado de conservar una simplicidad en el cálculo de este efecto partiendo de la información que se genera al aplicar el método Racional. Además, tomando en cuenta que la regulación de una red es función de la geometría de la misma; es decir, de las longitudes, diámetros y pendientes de los conductos, se ha considerado que las condiciones de diseño, esto es, los gastos máximos conducidos a tirante normal, son representativos de la regulación que tiene lugar en cada tramo, ya que el área hidráulica y por consiguiente el volumen almacenado que se tenga, serán también función de la geometría de la red.

La regulación del sistema secundario en los pozos y cajas de visita de las redes no fué tomado en cuenta para el criterio que se ha propuesto, ya que de acuerdo con las normas vigentes de diseño, no se permite que los conductos trabajen bajo carga, por lo tanto la regulación disponible de ese sistema no se usaría para efecto del diseño de la red.

Una vez diseñadas las redes, se procedió a revisarlas mediante la simulación de su funcionamiento hidráulico, utilizando para ello el modelo dinámico ya descrito con anterioridad (III.3). La comparación de los resultados obtenidos con ambos métodos de diseño y el de revisión se hizo para celdas o tramos correspondientes.

Aprovechando la información que se obtiene del análisis dinámico, se analizaron en particular los gastos y cargas máximos, así como los derrames que pudieran presentarse en la red.

A continuación se mencionarán las características particulares que presentó cada una de las redes, bajo el análisis aplicado según el procedimiento descrito en (IV.2).

IV.4.1 Sistema No. 1

Para el caso de este sistema, según se puede apreciar en la tabla No. 3, los gastos obtenidos mediante la simulación del funcionamiento hidráulico de la red (Q_s), discrepan hasta en un 51% más (caso 2), de los calculados con ambos métodos de diseño, Racional tradicional (Q_{max}) y Racional modificado ($Q_{max} - Q'$). Esta diferencia es más notable en aquellos tramos cuya área drenada es menor de 1 ha.; asimismo, se puede notar que a partir de áreas acumuladas mayores, que dicho valor (casos 8 a 13) el % de error disminuye sensiblemente llegando a ser mínimo en el caso 10; no obstante, no se aprecia una tendencia definida ya que los valores obtenidos para los gastos máximos a partir de ambos métodos de diseño, presentan errores algunas veces en más y otras en menos, con respecto a los gastos obtenidos de la simulación. En ambos casos el error medio absoluto fué del 19%.

IV.4.2 Sistema No. 2

Para la segunda red estudiada se puede decir, según se muestra en la tabla No. 4, algo similar a lo expuesto anteriormente, es decir, se observan discrepancias hasta del 47% en los valores de los gastos máximos calculados con los métodos Racional convencional (Q_{max}) y el propuesto ($Q_{max} - Q'$), con relación a los obtenidos mediante simulación (Q_s) para áreas drenadas hasta de 1 ha. aproximadamente (casos 1 a 7). Estas diferencias tampoco observan una tendencia clara

ya que se obtuvieron gastos superiores e inferiores a los calculados mediante simulación, sin embargo, cabe mencionar que para los tramos con áreas acumuladas superiores a las 2 ha.; las diferencias que se obtuvieron en los gastos máximos calculados con el método Racional tradicional y los calculados mediante simulación (casos 8 a 20) en promedio no llegan a ser superiores al 8%. En cambio, para el caso del método Racional modificado y considerando los mismos casos, las diferencias que se obtienen de comparar los gastos máximos obtenidos a partir de ese método y los obtenidos mediante simulación son mayores, llegando a ser en algunos casos particulares del orden del 29% (caso 19). Es decir que para esta segunda cuenca, caracterizada por ser muy plana, el método propuesto sobrestima el efecto de regulación, lo que se traduce en una subestimación de los gastos de diseño. El error medio absoluto en el primer caso fué del 14% y para el segundo, del 18%.

IV.4.3 Sistema No. 3

Para el tercer sistema analizado según se aprecia en la tabla No. 5, los resultados obtenidos con el método Racional tradicional (Q_{max}) en general están sobrestimados hasta en un 29% (caso 3) con relación a los gastos calculados a través de la simulación hidráulica (Q_s), en cambio, para el caso del método Racional modificado ($Q_{max} - Q'$), en general, se manifiesta una subestimación de los gastos calculados. El error medio absoluto calculado para ambos métodos de diseño en los tramos analizados fué de 10 y 6.8% respectivamente.

Para este sistema, si bien no se observa tampoco una tendencia claramente definida, si se puede apreciar la misma sobrestimación de la regulación observada en el sistema No. 2 (casos 8 a 13).

En las tres redes analizadas, la discrepancia que se observa en los gastos máximos estimados con ambos métodos y los calculados mediante simulación para áreas acumuladas del orden de 1 ha., obedece esencialmente a la estimación del tiempo de concentración adoptado para las cabezas de atarjea (20 minutos), ya que, dadas las características de la lluvia expresadas a través de la ecuación intensidad-duración adoptada, la intensidad de lluvia y por tanto los gastos acumulados, varían muy rápidamente para tiempos cortos; de manera que podría decirse a priori que si se adoptara para el cálculo de gastos máximos un tiempo de concentración inicial a las cabezas inferior a 20 minutos, seguramente disminuirían las diferencias que se observaron con los gastos máximos calculados mediante simulación, sobre todo en tramos cuyas áreas acumuladas fueran inferiores a 2 ha.

También resulta interesante mencionar el hecho de que aún cuando con el método propuesto se obtienen gastos menores que los obtenidos con el método Racional tradicional, las diferencias observadas en las tres redes analizadas, si se comparan los gastos máximos según ambos métodos de diseño; son, en su mayoría, pequeñas y en ningún momento llegaron a ser tan importantes como para afectar el diseño geométrico, de tal manera que no fué necesario simular las redes según ambos métodos, esto es, considerando el método Racional tradicional y el modificado como se propuso en

(IV.2), ya que para los dos métodos se obtenía prácticamente la misma geometría de la red. Esto obedece fundamentalmente a que, por la forma en que se distribuyeron las atarjeas en los tres fraccionamientos, las áreas tributarias y acumuladas de un gran porcentaje de tramos no fueron significativas; de tal manera que la cantidad de tubos existentes aguas arriba y por tanto el volumen regulado tampoco podían ser importantes.

IV.4.4 Correlación entre los gastos de diseño y los obtenidos de la simulación hidráulica

Con objeto de conocer el grado de aproximación que se está obteniendo en la evaluación de los gastos utilizando los métodos Racional convencional y Racional mo dificado comparados con los obtenidos mediante simula ción, se realizó para cada caso el ajuste de una línea recta por el método de mínimos cuadrados. Una co rrespondencia absoluta estaría representada por una recta a 45°; es decir, de pendiente igual a 1.0 y coe ficiente de correlación también igual a 1.0; esto es:

$$Q_s = 0.0 + 1.0 (Q_d) \quad (4.2)$$

Donde:

Q_s : Es el gasto máximo según el modelo de simulación

Q_d : Es el gasto máximo según cualquiera de los dos métodos de diseño.

Las ecuaciones de las rectas de ajuste y los coeficientes de correlación obtenidos de la comparación de los gastos de diseño y los simulados para cada una de las

redes analizadas se presentan en la siguiente tabla.

S i s t.	C a s o	ordenada al origen		pendiente		coef. de correlación	
		Qs vs Qmax	Qs vs (Qmax-Q')	Qs vs Qmax	Qs vs (Qmax-Q')	Qs vs Qmax	Qs vs (Qmax-Q')
1	13	+0.013	+0.009	0.973	1.061	0.980	0.976
2	20	-0.016	-0.042	1.061	1.324	0.992	0.977
3	15	-0.004	-0.023	0.946	1.092	0.990	0.992

Qs : Gasto máximo, modelo de simulación (Qmax-Q'): Gasto máximo,
 Qmax: Gasto máximo, método Racional mét. Racional modificado

Como puede apreciarse en esta tabla, la correlación entre los gastos obtenidos es en general satisfactoria para cada caso, no existiendo diferencias significativas entre los resultados obtenidos con ambos métodos; sin embargo, debe considerarse que en este análisis se le está asignando el mismo peso a todas las parejas de valores de gastos máximos obtenidos con los métodos de diseño y mediante simulación, por lo que aquellos gastos asociados a áreas pequeñas seguramente están influyendo considerablemente en el ajuste realizado. Estos gastos, según se ha mencionado, dependen fundamentalmente del tiempo de concentración inicial adoptado para las cabezas de atarjea.

Esto último es la razón principal de que se observe una gran dispersión de los gastos estimados con ambos métodos de diseño para áreas menores de 1 ha., según puede apreciarse en las figuras 15 a 20. En efecto, en estas figuras se puede notar que la mayoría de los puntos correspondientes a gastos máximos pequeños y que por tanto corresponderán a tramos cuyas áreas drenadas son también pequeñas, se encuentran localizados por arriba de la línea 1:1, es decir que para estos casos el gasto obtenido a partir de la simulación fué mayor que el de diseño, asimismo, puede observarse que al aplicar el método propuesto, los puntos correspondientes a áreas drenadas mayores a 2 ha. aproximadamente, tienden por lo general a despegarse aún más de la línea a 45°, lo que significa, como se mencionó anteriormente, que en estos casos el método propuesto sobrestima la capacidad de regulación, lo que ocasiona que los gastos de diseño estén subestimados.

IV.5 Influencia de los diámetros comerciales y funcionamiento con sobrecarga

El método usual cuando se diseñan redes de alcantarillado, para seleccionar el diámetro de tubo apropiado, consiste en escoger un diámetro comercial por arriba del teórico requerido para conducir el gasto de diseño; además existe un diámetro mínimo por especificación. Esto hace que los conductos de las redes se encuentren frecuentemente sobrediseñados. En lo que se refiere a las tres redes analizadas, se puede observar en la tabla No. 2 que para las redes de los sistemas 1 y 3, el diámetro mínimo adoptado (0.30 m)

corresponde al 75 y 70% respectivamente de los tramos de tubería que integraban la red en cada caso.

Lo anterior se explica por la razón ya mencionada anteriormente respecto al arreglo de las atarjeas observado en los tres fraccionamientos, lo que ocasiona que gran parte de los tramos drenen áreas pequeñas y por tanto, conduzcan gastos de tal magnitud que el diámetro mínimo especificado es suficiente para conducirlos y, se puede decir que aún para períodos de recurrencia mayores que el utilizado para el diseño (en este caso igual a 5 años) es de esperarse que esos tramos presenten probablemente un buen funcionamiento, es decir, que por especificación aquellos tramos cuyo diámetro corresponda al diámetro mínimo, estarían sobredimensionados.

Un aspecto interesante que se observó al simular los sistemas 1 y 2 con el modelo dinámico, es que la gran mayoría de los tramos, en un momento dado trabajaban bajo carga hidráulica; de acuerdo a esto y con objeto de tener un indicador de este tipo de funcionamiento que tiene lugar en los tramos que componen cada red, se calculó para cada una de ellas la relación:

$$\frac{Y}{D} \quad (4.3)$$

Donde:

y : Es el tirante que se presenta en cada tramo para la condición de gasto máximo obtenido durante la simulación.

D : Es el diámetro del tramo.

De tal manera que si $y/D \leq 1$ el tramo correspondiente presenta un funcionamiento como canal y recíprocamente si $y/D > 1$ el tramo ha entrado en carga.

A continuación se presenta una tabla que muestra el comportamiento observado a este respecto en las redes de los sistemas 1 y 2.

Sistema	No. de tramos	% de tramos con sobrecarga	Relación promedio (y/D)
1	22	86	2.70
2	81	84	2.66

En la figura 21 se muestra un esquema de la red del sistema No. 1 conteniendo las relaciones y/D , los gastos máximos (según el modelo de simulación) y los diámetros de cada tramo.

Para el tercer sistema, de 105 celdas, no fué posible establecer la relación promedio y/D correspondiente debido a los problemas de inestabilidad numérica que presentó el sistema durante su simulación y para cuya solución se requirió alterar considerablemente las profundidades originales de los conductos a efecto de eliminar las caídas y, en algunos casos, fué necesario modificar la pendiente de los tramos. Con lo anterior, obviamente no se puede tener un funcionamiento representativo en lo que a cargas máximas se refiere, sin embargo, en lo concerniente a gastos máximos no resulta importante, ya que una vez que los conductos entran en carga, la pendiente física de los mismos ya no condiciona los gastos máximos que se presentan, sino que estos dependerían del gradiente hidráulico que tenga lugar, el cual tiene

como limitación el terreno natural, cuyas elevaciones se respetaron en todos los casos. Para esta cuenca, no obstante que la mayor parte de los conductos funcionaron bajo condición de carga, ninguno de los tramos presentó derrames importantes. Esto mismo puede decirse para los otros dos sistemas estudiados.

IV.6 Capacidad de regulación del sistema secundario

En el método propuesto, el efecto de la regulación de las redes se ha estimado considerando exclusivamente el almacenaje que tiene lugar en los conductos, es decir, no se ha tomado en cuenta la posibilidad de regulación debida al sistema secundario (pozos y cajas de visita), por considerarse de poca importancia si se le compara con el almacenaje que pueden retener en un momento dado las tuberías de la red. A continuación se presenta una tabla con los volúmenes regulados en los tres sistemas analizados, en donde puede apreciarse lo mencionado anteriormente.

Sistema (1)	Regulación en atarjeas y co- lectores (m ³) (2)	Regulación efec- tiva en el sist.* secundario (m ³ -%) (3)	Regulación total (m ³) (2) + (3) (4)
1	45.43	7.30 - 16 %	52.73
2	487.16	25.42 - 5.2 %	512.58
3	875.93	34.49 - 3.9 %	910.42

* El % está calculado con respecto a (2)

V. APLICACION PRACTICA

El limitado número de cuencas analizadas en este trabajo y los objetivos que se persiguen con él no permiten constatar en forma definitiva la bondad del método propuesto para el cálculo de redes de alcantarillado pluvial. No obstante, con objeto de ilustrar la sencillez que en un momento dado representaría su aplicación, se presenta a continuación una aplicación práctica de diseño. Para esto último se seleccionó la cuenca No. 1 cuya extensión es de 2.9 ha.

Para el cálculo manual se propone la secuela indicada en la tabla 8 la cual es similar a la tabla de la figura 3 usada para el método Racional tradicional, solo que se le han adicionado algunas columnas para el cálculo de la regulación en la red y se han omitido, por simplicidad, las columnas para el cálculo de cantidades de obra.

En la tabla 9 se presenta una descripción detallada del contenido de cada columna así como la secuencia de cálculo que deberá de seguirse.

En la figura 22 se muestra parte del diseño hidráulico de la red correspondiente a la cuenca No. 1, el cual fué obtenido con el programa "DRENA" considerando el método propuesto. Estos resultados son los mismos que los obtenidos con el cálculo manual que se presentan en la tabla 8 y muy similares a los que se incluyen en la figura 12, que corresponden a la aplicación del método Racional convencional.

Las discrepancias de resultados que se observan en la aplicación de ambos métodos para la cuenca seleccionada, radican esencialmente en la diferencia de gastos máximos obtenidos, lo cual para este caso, debido a la poca extensión de la red, no llega a afectar la selección de los diámetros de los conductos que la componen.

En la figura 23 se presenta finalmente un esquema del diseño definitivo que se obtiene para la red de alcantarillado pluvial para la cuenca No. 1.

VI. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

1. Considerando que el objetivo de este trabajo era el establecer las bases para desarrollar un método alternativo para el cálculo de redes de alcantarilla de pluvial, que se caracterice por su simplicidad de aplicación y que permita obtener redes más eficientes y económicas, se puede decir que no obstante el limitado número de cuencas analizadas todo parece indicar que es posible desarrollar ese nuevo método. En efecto, la disponibilidad por un lado, de herramientas matemáticas de análisis tales como los modelos dinámicos de simulación del funcionamiento hidráulico para redes y por otro, la existencia de métodos de cálculo simples, ampliamente difundidos utilizados para el cálculo de gastos de diseño, tales como el método Racional, sugieren la posibilidad de encontrar, mediante un análisis sistemático de los resultados obtenidos con ambos métodos, un criterio de corrección para los gastos de diseño que utilizando prácticamente el mismo método Racional obtenga resultados similares a los que se obtendrían con un modelo matemático más elaborado.

Esta metodología que se propone para el diseño de redes es ampliamente usada en problemas de ingeniería y tiene por objeto suministrar criterios prácticos de diseño que sin perder precisión, para los fines prácticos que se persiguen, permitan una gran simplicidad en el cálculo. Tal es el caso, por ejemplo, de los coeficientes de distribución de momentos flexionantes en las planas para diferentes condiciones de apoyo, los cuales fueron obtenidos considerando inicialmente las

losas como vigas con lo que se conocía la distribución de momentos flexionantes dadas una distribución de carga y una condición de apoyo. Los resultados obtenidos de esta manera se correlacionaron con los obtenidos mediante la aplicación de la teoría de placas y adoptando un método de análisis tal como el del elemento finito para obtener finalmente las relaciones existentes entre los momentos flexionantes correspondientes.

2. Del análisis realizado para las tres cuencas seleccionadas se observó que la aplicación del método Racional convencional es aceptable para áreas pequeñas, al menos hasta para 20 ha., que corresponde al rango de las superficies analizadas. Para áreas menores a 1 ha. el método tiende en general a subestimar los gastos de diseño, si se acepta que los gastos reales son los que se obtienen mediante la simulación del funcionamiento hidráulico. Para áreas superiores a 1 ha. el criterio propuesto tiende a reducir las diferencias entre los gastos de diseño y los obtenidos mediante simulación.
3. Para las áreas acumuladas menores de 1 ha. según se ha mencionado, existen discrepancias significantes entre los gastos obtenidos con el modelo de simulación y con ambos métodos utilizados para el diseño de las redes analizadas, esto es, el método Racional tradicional y el Racional modificado. Esto obedece fundamentalmente a que los tramos que presentan esa discrepancia tienen también un área tributaria pequeña, lo cual significa que el tiempo inicial adoptado para las cabezas de atarjea predominará sobre el tiempo de flujo y esta influencia en la ecuación intensidad, duración será definitiva en el cálculo de los gastos máximos; de tal manera que

para esos casos si se considera una disminución en su valor, se logrará una mejor correlación entre los gastos de diseño y los obtenidos mediante simulación.

4. El criterio propuesto en este trabajo para estimar el efecto de regulación que tiene lugar en cualquier red de alcantarillado pluvial es hasta cierto punto arbitrario, sin embargo, cabe mencionar que al considerar el volumen almacenado en los tramos de la red ubicados aguas arriba de un tramo particular que se esté analizando, para las condiciones de gasto máximo conducido a tirante normal, se está tomando en cuenta implícitamente la geometría de la red; esto es, longitudes y diámetros de los conductos así como la pendiente de cada tramo; todos ellos factores de los que depende la regulación de la red.
5. Los resultados obtenidos parecen sugerir, que la pendiente de los conductos es una variable importante en el cálculo de su capacidad de regulación, por lo que sería aconsejable tratar de establecer alguna correlación que la involucrara con el área drenada, a fin de obtener un factor de corrección que afectara el volumen regulado y que sería mayor o menor que la unidad, según fuera el caso.
6. Es interesante destacar que en la revisión hidráulica que se realizó para cada una de las redes analizadas utilizando el modelo dinámico de simulación, se observó que no obstante que cada tramo fué diseñado aceptando las condiciones del gasto máximo, calculado con el método Racional o el método Racional modificado, condu-

cido a tirante normal y sin aceptar que el tramo entrara en carga, los resultados de la simulación indicaron que la mayor parte de los tramos que componen el sistema trabajaron bajo carga, al menos durante el tiempo que dura el gasto máximo. Esta carga en promedio llega a alcanzar valores de $y/D = 2.7$ esto quiere decir que para la mayoría de los tramos que componen las redes diseñadas con el método Racional o propuesto, el agua llega a alcanzar un nivel en los tramos de vez y media el diámetro de éstos. Esta solución no debería de cambiar los criterios de diseño, ya que mientras el agua no logre alcanzar el nivel de las calles, puede aceptarse esta situación en la red sin que ello implique algún riesgo adicional (ref. 10) En efecto, una sobrecarga del orden que se ha mencionado no rebasaría nunca el colchón mínimo que se especifica para el desplante de los conductos que integran una red de alcantarillado pluvial.

7. Una hipótesis de partida en que se basa el criterio propuesto en este trabajo, es el aceptar que los resultados obtenidos mediante el modelo hidráulico de simulación son representativos del funcionamiento real de las redes; sin embargo, cabe mencionar que a la fecha no se ha realizado calibración alguna de este modelo, por lo que sería recomendable realizar la instrumentación de cuencas urbanas piloto con objeto de efectuar la calibración mencionada y de esta manera contar para el método de cálculo propuesto, con bases de comparación más confiables.

8. Tomando en cuenta el objetivo de este trabajo, no fué posible extender el análisis a más de tres cuencas urbanas ni analizar la influencia que tienen algunos variables que intervienen en el método de diseño propuesto. En efecto, sería interesante efectuar un análisis de sensibilidad de parámetros tales como tiempos iniciales o de entrada de cabezas de atarjea, pendientes medias del sistema, área acumulada y forma de cálculo del volumen de regulación que tiene lugar en la red utilizando también cuencas de mayor tamaño y características físicas diversas. A partir de esta información se tratarían de correlacionar las variables más importantes con los gastos que se obtuvieran mediante simulación hidráulica de las redes estudiadas, con ello se podría afinar el criterio de cálculo para los gastos máximos de diseño obtenidos a partir de la fórmula Racional. Para llevar a cabo lo antes expuesto, sobre todo en lo que se refiere a la simulación de las redes, se requeriría que este trabajo fuese desarrollado o patrocinado por una empresa de Gobierno o alguna institución de investigación.

No obstante el esfuerzo o recursos que ello implicaría, puede anticiparse, según lo han manifestado algunos investigadores en trabajos recientes (ref. 11), y según se comprueba dentro de las limitaciones de este trabajo, que existen grandes posibilidades de encontrar por este camino un criterio de diseño para redes de alcantarillado pluvial realmente racional y práctico, aplicable a los problemas usuales a que se enfrenta normalmente un ingeniero proyectista de nuestro medio..

R E F E R E N C I A S

1. Introduction to Hydrology W. Viessman Jr., T. E. Harbaugh, J. W. Knapp. Londres, 1972,
2. Design of surface water sewers L. B. Escritt. Londres, 1964.
3. Tránsito de avenidas en sistemas de colectores José Avila P., DESFI, UNAM, 1979.
4. Modelo para el tránsito de avenidas en cauces con llanuras de inundación, C. Cruickshank y E. Zumaya. Instituto de Ingeniería, UNAM, 1974.
5. Estudio Integral del drenaje de la Cd. de México, informe final para la D.G.C.O.H., DDF. DIRAC, 1976.
6. Programa "DRENA" para el diseño hidráulico de redes de alcantarillado. DIRAC, 1980.
7. Programa "TUAVE" para el tránsito de avenidas en colectores DIRAC, 1976.
8. Estaciones pluviográficas en la zona metropolitana de la Cd. de México. DIRAC, 1978.

9. Normas de proyecto para obras de alcantarillado en localidades urbanas de la República Mexicana. Secretaría de Recursos Hidráulicos. Subsecretaría de Construcción, Dirección General de Agua Potable y Alcantarillado. México, 1976.
10. Urban drainage and economic evaluation; P. J. Coyer M. A. Publicación presentada a la Asociación Yugoslava de Hidrología. Conferencia sobre Hidrología urbana. Novi Sad, Junio, 1979.
11. Urban runoff by linearized subhydrographic method. Johng-Song Chien and Kirshan K. Saigal. Journal of the Hydraulics Division, American Society of Civil Engineers Vol. No. HY8. Agosto, 1974.

TABLAS Y FIGURAS

RELACION DE TABLAS Y FIGURAS

TABLAS

1. Coeficientes de escurrimiento según el tipo del área drenada
2. Características físicas y geométricas de los sistemas analizados
3. Comparación entre los gastos de diseño y los gastos máximos del modelo de simulación. Sistema No. 1
4. Comparación entre los gastos de diseño y los gastos máximos del modelo de simulación. Sistema No. 2
5. Comparación entre los gastos de diseño y los gastos máximos del modelo de simulación. Sistema No. 3
6. Cálculo manual del gasto de diseño según el método propuesto
7. Secuela para el cálculo del gasto de diseño según el método propuesto

FIGURAS

1. Tiempos de entrada. Criterio propuesto por el cuerpo de ingenieros de los Estados Unidos de Norteamérica.
2. Hidrograma tipo. Método Racional
3. Tabla característica utilizada para el cálculo de redes de alcantarillado pluvial. Método Racional

4. Hidrogramas elementales. Método gráfico alemán
5. Criterios para sumar hidrogramas. Método gráfico alemán
6. Ríos pares e impares. Modelo de Simulación
7. Desfasamiento de volúmenes de control para la aplicación de las ecuaciones básicas del modelo de simulación
8. Ecuaciones básicas para el modelo de simulación
9. Listado de salida típico del modelo de simulación
10. Ecuación intensidad-duración utilizada en el análisis comparativo ($T_r = 5$ años)
11. Diagrama de bloques. Programa "DRENA"
12. Listado de salida típico del programa "DRENA"
13. Hidrograma de ingreso utilizado en el modelo de simulación
14. Criterio propuesto para evaluar el volumen de regulación en la red
15. Correspondencia entre los gastos de diseño según el método Racional tradicional y los gastos máximos del modelo de simulación. Sistema No. 1
16. Correspondencia entre los gastos de diseño según el método Racional modificado y los gastos máximos del modelo de simulación. Sistema No. 1

17. Correspondencia entre los gastos de diseño según el método Racional tradicional y los gastos máximos del modelo de simulación. Sistema No. 2
18. Correspondencia entre los gastos de diseño según el método Racional modificado y los gastos máximos del modelo de simulación. Sistema No. 2
19. Correspondencia entre los gastos de diseño según el método Racional tradicional y los gastos máximos del modelo de simulación. Sistema No. 3
20. Correspondencia entre los gastos de diseño según el método Racional modificado y los gastos máximos del modelo de simulación
21. Análisis del funcionamiento hidráulico, gastos máximos e índice de sobrecarga en los tramos. Sistema No. 1
22. Listado típico de resultados, aplicación del método propuesto con el programa "DRENA". Sistema No. 1
23. Diseño geométrico de la red de alcantarillado pluvial. Sistema No. 1

TABLA 1. COEFICIENTES DE ESCURRIMIENTO SEGUN EL TIPO DEL AREA DRENADA

TIPO DEL AREA DRENADA	COEFICIENTE DE ESUCRRIMIENTO (C)	
	MINIMO	MAXIMO
ZONAS COMERCIALES:		
Zona comercial	0.70	0.95
Vecindarios	0.50	0.70
ZONAS RESIDENCIALES:		
Unifamiliares	0.30	0.50
Multifamiliares, espaciados	0.40	0.60
Multifamiliares, compactos	0.60	0.75
Semiurbanas	0.25	0.40
Casas habitación	0.50	0.70
ZONAS INDUSTRIALES:		
Espaciado	0.50	0.80
Compacto	0.60	0.90
CEMENTERIOS, PARQUES	0.10	0.25
CAMPOS DE JUEGO	0.20	0.35
PATIOS DE FERROCARRIL	0.20	0.40
ZONAS SUBURBANAS	0.10	0.30
CALLES:		
Asfaltadas	0.70	0.95
De concreto hidráulico	0.80	0.95
Adoquinadas	0.70	0.85
ESTACIONAMIENTOS	0.75	0.85
TECHADOS	0.75	0.95
PRADERAS:		
Suelos arenosos		
planos (pendientes hasta 0.02)	0.05	0.10
con pendientes medias (0.02-0.07)	0.10	0.15
escarpados (pendientes mayores a 0.07)	0.15	0.20
Suelos arcillosos		
planos (pendientes hasta 0.02)	0.13	0.17
con pendientes medias (0.02-0.07)	0.18	0.22
escarpados (pendientes mayores a 0.07)	0.25	0.35

TABLA 2. CARACTERISTICAS FISICAS Y GEOMETRICAS DE LOS SISTEMAS ANALIZADOS

No. del Sistema	Nombre	Area Drenada (ha.)	Longitud total de la red (m) ($\sum_{i=1}^n li$)	Pendiente ponderada del sistema (%)	Longitud máxima de escurrimiento (m)	Tiempo de concentración máximo (min) ($T_e + T_f$)	Arreglo de tubos	
							DIAMETRO (m)	%
1	Acueducto	2.9	700	1.5	315	23.3	0.30 0.38	75 25
2	Ex. Hda. de Enmedio	13.7	3056	0.34	727	32	0.30 0.38 0.45 0.61 0.76 0.91 1.22 1.52	52 9 9 7 12 5 4 2
3	Cd. Loma Dorada	23.2	7400	2.6	1263	29.6	0.30 0.38 0.45 0.61 0.76 0.91 1.22 1.52	70 12 6 4 - 1 7 -

TABLA 3. COMPARACION DE GASTOS MAXIMOS PARA EL SISTEMA No. 1

Caso	Area drenada (ha)	Gastos máximos (m ³ /seg.)			Q _{max} Q _s 4:3 (6)	Q _{max-Q'} Q _s 5:3 (7)	Error en % (Q _{max}) (4-3):3 (8)	Error en % (Q _{max-Q'}) (5-3):3 (9)
		Simulado	Diseño					
		Q _s	Q _{max}	Q _{max-Q'}				
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)
1	0.211	0.047	0.0263	0.0263	0.56	0.56	-44	-44
2	0.207	0.052	0.0257	0.0257	0.49	0.49	-51	-51
3	0.253	0.059	0.0314	0.0314	0.53	0.53	-47	-47
4	0.157	0.025	0.0196	0.0196	0.78	0.78	-22	-22
5	0.414	0.063	0.0506	0.0498	0.80	0.79	-20	-21
6	0.418	0.058	0.0512	0.0505	0.88	0.87	-12	-13
7	0.505	0.071	0.0612	0.0598	0.86	0.84	-14	-16
8	1.007	0.111	0.1203	0.1156	1.08	1.04	+ 8	+ 4
9	1.023	0.137	0.1200	0.1150	0.87	0.84	-13	-16
10	1.114	0.127	0.1323	0.1262	1.04	0.99	+ 4	- 1
11	1.355	0.157	0.1597	0.1522	1.02	0.97	+ 2	- 5
12	1.661	0.187	0.1911	0.1767	1.02	0.94	+ 2	- 6
13	2.9	0.353	0.3299	0.3032	0.93	0.92	+ 3	-14
Error medio absoluto: 19%								19%

TABLA 4, COMPARACION DE GASTOS MAXIMOS PARA EL SISTEMA No. 2

Caso (1)	Area drenada (ha) (2)	Gastos máximos (m ³ /seg)			Qmax Qs 4:3 (6)	(Qmax-Q') Qs 5:3 (7)	Error en % (Qmax) (4-3):3 (8)	Error en % (Qmax-Q') (5-3):3 (9)
		Simulado	Diseño					
		Qs (3)	Qmax (4)	Qmax-Q' (5)				
1	0.081	0.019	0.0100	0.0100	0.53	0.53	-47	-47
2	0.223	0.038	0.0277	0.0277	0.73	0.73	-27	-27
3	0.445	0.041	0.0545	0.0537	1.33	1.31	+33	+31
4	0.529	0.073	0.0685	0.0612	0.94	0.84	- 6	-16
5	0.665	0.056	0.0797	0.0770	1.42	1.38	+42	+38
6	0.976	0.116	0.1116	0.1037	0.96	0.89	- 6	-11
7	1.134	0.113	0.1384	0.1266	1.22	1.12	+22	+12
8	2.078	0.203	0.2324	0.214	1.14	1.05	+14	+ 5
9	2.222	0.234	0.2450	0.2219	0.96	0.95	- 4	- 5
10	2.494	0.294	0.2706	0.2457	0.92	0.84	- 8	-16
11	2.739	0.317	0.2915	0.2595	0.92	0.82	- 8	-18
12	3.535	0.435	0.3664	0.3228	0.84	0.74	-16	-26
13	4.328	0.439	0.4783	0.4324	1.09	0.98	+ 9	- 2
14	4.533	0.459	0.4879	0.4387	1.06	0.96	+ 6	- 4
15	5.44	0.536	0.5778	0.5159	1.08	0.96	+ 8	- 4
16	6.346	0.664	0.6572	0.5696	0.99	0.86	- 1	-14
17	6.646	0.684	0.6788	0.5775	0.99	0.84	- 1	-16
18	6.913	0.722	0.6909	0.5686	0.96	0.79	- 4	-21
19	9.916	1.030	0.9384	0.7315	0.91	0.71	- 9	-29
20	13.687	1.355	1.271	0.9956	0.74	0.73	- 6	-27
					Error medio absoluto: 14%		18%	

TABLA 5. COMPARACION DE GASTOS MAXIMOS PARA EL SISTEMA No. 3

Caso (1)	Area drenada (ha) (2)	Gastos máximos (m^3/seg)			$\sqrt{Q_{max}}$ Qs 4:3 (6)	$\sqrt{Q_{max}-Q'}$ Qs 5:3 (7)	Error en % (Qmax) (4-3) : 3 (8)	Error en % (Qmax-Q') (5-3) : 3 (9)
		Simulado	Diseño					
		Qs (3)	Qmax (4)	Qmax-Q' (5)				
1	0.492	0.069	0.0595	0.0581	0.86	0.84	-14	-16
2	0.753	0.084	0.0869	0.0827	1.03	0.98	+ 3	- 2
3	1.082	0.120	0.1252	0.1182	1.04	0.99	+ 4	- 1
4	1.305	0.136	0.1532	0.1447	1.13	1.06	+13	+ 6
5	2.248	0.198	0.2548	0.2362	1.29	0.93	+29	- 7
6	2.40	0.241	0.2593	0.2383	1.08	0.99	+ 8	+19
7	2.487	0.259	0.2914	0.2757	1.13	1.06	+13	+ 6
8	4.154	0.388	0.4639	0.4271	1.20	1.10	+20	+10
9	4.975	0.500	0.5513	0.5035	1.10	1.01	+10	+ 1
10	5.045	0.510	0.5365	0.4883	1.05	0.96	+ 5	- 4
11	5.295	0.520	0.5775	0.5158	1.11	0.99	+11	- 1
12	6.271	0.645	0.6631	0.6016	1.03	0.93	+ 3	- 7
13	11.711	1.231	1.2306	1.1004	1.00	0.89	0	-11
14	14,617	1.583	1.521	1,3495	0.96	0.85	- 4	-15
15	22.09	1.939	2.183	1.887	1.13	0.86	+13	- 3
Error medio absoluto							10%	6.8%

TABLA 7. SECUENCIA PARA EL CALCULO DEL GASTO DE DISEÑO SEGUN EL METODO PROPUESTO

NO. DE COLUMNA	Nº. DE ORDEN EN LA SECUENCIA DE CALCULO	DESCRIPCION DE LA VARIABLE	OPERACIONES	UNIDADES
(1)	-	Número de orden de los pozos antecesor y sucesor		
(2)	-	Longitud del tramo		m
(3)	1	Area parcial	(2) (DENS. LINEAL EN ha/m)	ha
(4)	2	Area acumulada	$A_{acum} = \sum_{i=1}^n A_i$	ha
(5)	3	Tiempo de entrada	$T_e = 20$	min.
(6)	4	Tiempo de flujo en el tramo	$(t_f)_{n-1} = \left(\frac{\text{longitud}}{v_{efectiva}}\right) n - 1$	min.
(7)	5	Tiempo total (tiempo de concentración)	(5) + (6)	min.
(8)	6	Coefficiente de escurrimiento	$C = 0.6$	
(9)	7	Intensidad media de lluvia	$i = \frac{a}{b + (7)}$	mm/hr
(10)	8	Gasto de diseño. Método Racional Tradicional	$Q_D = K(8) (9) (4)$	lt/seg
(11)	21	Almacenamiento asociado al tramo correspondiente	$Alm_i = A_{hidr_i} (L_i) = (24) (2)$	m ³
(12)	9	Almacenamiento acumulado hasta el tramo inmediato anterior	$Alm_{acum} = \sum_{i=1}^{n-1} A_{hidr_i} (L_i)$	m ³
(13)	10	Gasto de abatimiento	$Q' = \frac{1000 (Alm. acum.)}{\frac{60}{2} * \frac{2}{T_c}}$	lt/seg
(14)	11	Gasto de diseño según el método propuesto	$Q_d = (Q_R - Q') = (10) - (13)$	lt/seg
(15)		Elevaciones de brocales de los pozos asociados		m
(16)	14	Elevaciones de plantilla al inicio y al final del tramo	(15) - (C.M. + D + e) C.M.: colchón mínimo e : espesor del tubo	m
(17)	13	Pendiente física del tramo	$1000 \left[\frac{\text{elev. plant. pozo antecesor} - \text{elev. plant. pozo sucesor}}{\text{longitud del tramo}} \right]$	milésimas
(18)	12	Diámetro teórico	Aproximar al diámetro comercial inmediato superior	cm
(19)	16	Capacidad del conducto a tubo lleno *	$CAP = (20) \left(\frac{\pi D^2}{4} \right)$	lt/seg
(20)	15	Velocidad de tubo lleno *	$V_{tll} = \frac{1}{n} \left(\frac{D}{4} \right)^{2/3} s^{1/2}$	m/seg
(21)	17	Relación del gasto de tubo parcialmente lleno a tubo lleno*	(14)/(19)	
(22)	20	Velocidad efectiva (tubo parcialmente lleno) *	$v_{efec} = \frac{Q_d}{A_{hidr}} = (14) / (24)$	m/seg
(23)	18	Tirante normal*		m
(24)	19	Area hidráulica	$A_{hidr} = \left[r^2 * \left(\cos^{-1} \left(\frac{r-y}{r} \right) \right) - \left[\left(\sqrt{r^2 - (r-y)^2} \right) * (r-y) \right] \right]$ r = radio del conducto y = tirante normal (14)	m ²

OBSERVACION: Los desarrollos marcados con (*) se efectúan generalmente con apoyo de tablas y ábacos; en cuyo caso, la secuencia de cálculo propuesta estaría sujeta a modificaciones.

FIGURA 1.
 TIEMPOS DE ENTRADA. CRITERIO PROPUESTO POR EL
 CUERPO DE INGENIEROS DE LOS ESTADOS UNIDOS DE
 NORTEAMERICA

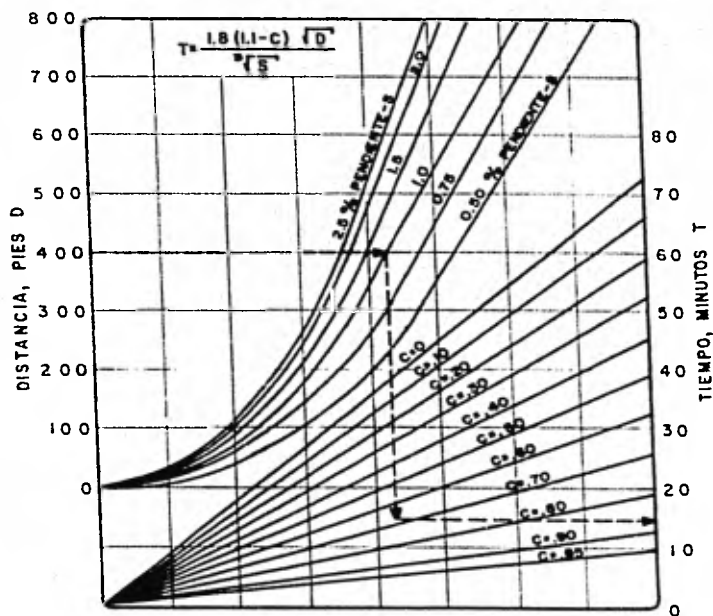
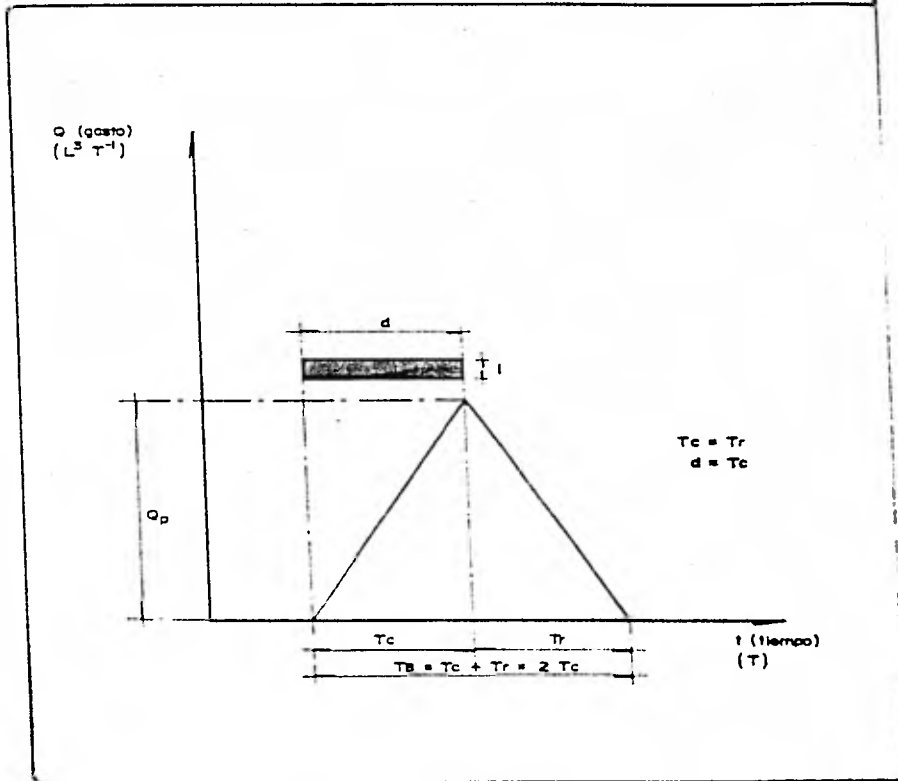


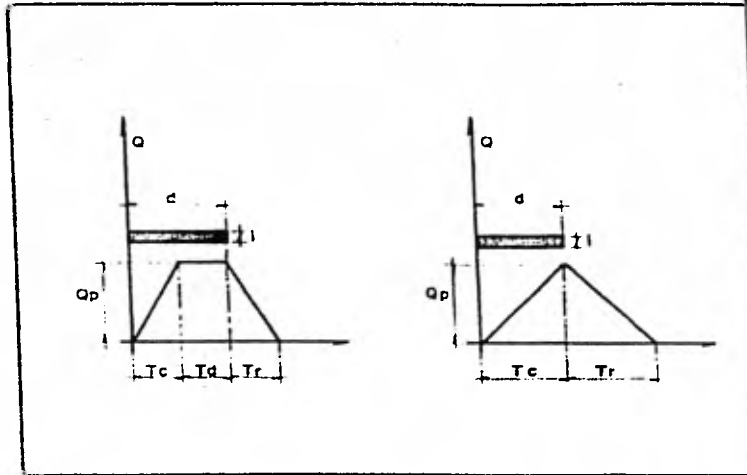
FIGURA 2 .
HIDROGRAMA TIPO METODO RACIONAL



DONDE :

- | | | | |
|---------|-------------------------|---------|--------------------|
| Q_p : | GASTO MAXIMO | T_r : | TIEMPO DE RECESION |
| T_c : | TIEMPO DE CONCENTRACION | T_B : | TIEMPO BASE |
| d : | DURACION DE LA LLUVIA | | |

FIGURA 4.
HIDROGRAMAS ELEMENTALES.
METODO GRAFICO ALEMAN

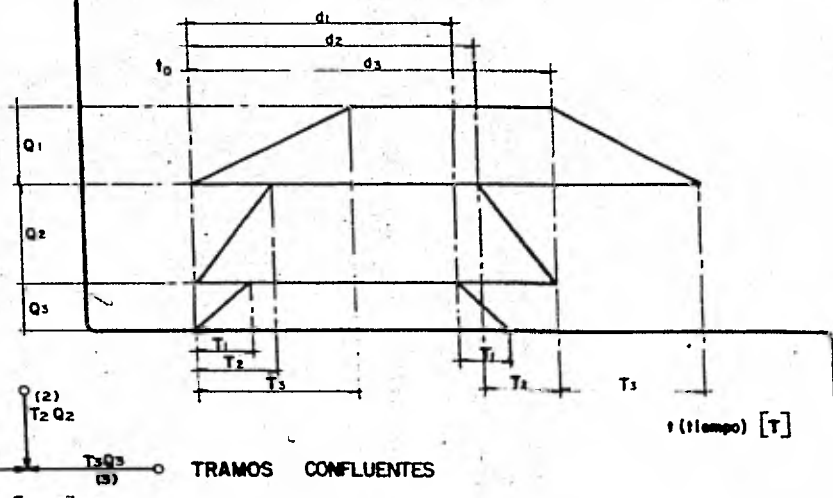


$d > Tc$
 $Tc = Tr$

$d = Tc$
 $Tc = Tr$

FIGURA 5.
CRITERIO PARA SUMAR HIDROGRAMAS
METODO GRAFICO ALEMAN

Q (gasto) [$L^3 T^{-1}$]



Q (gasto) [$L^3 T^{-1}$]

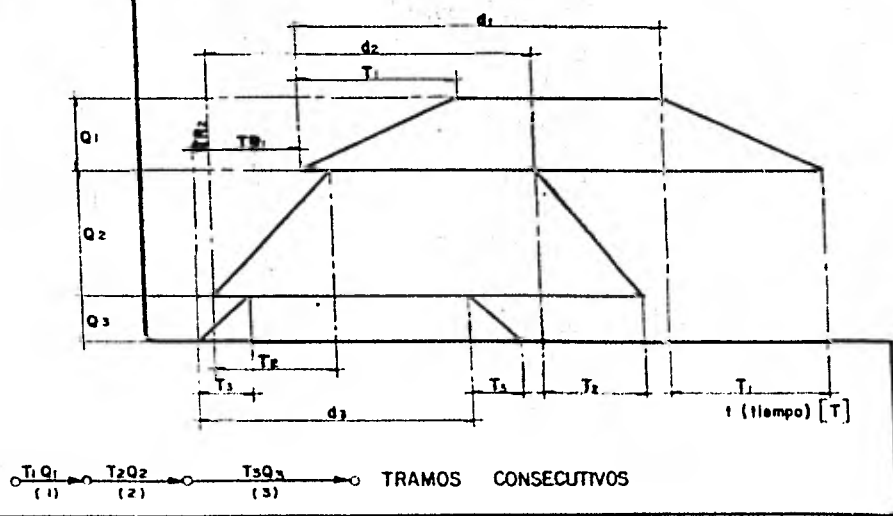
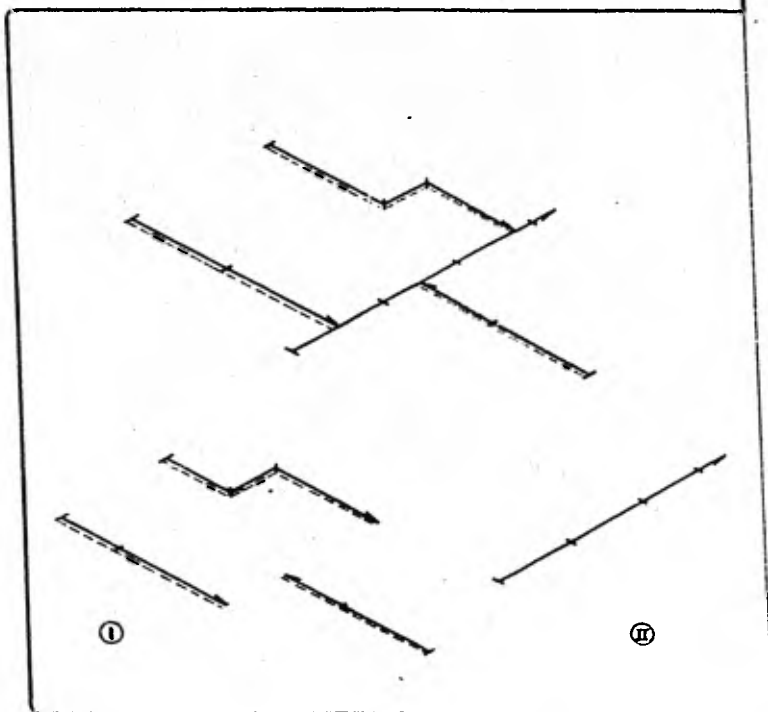


FIGURA 6.
RIOS PARES E IMPARES. MODELO
DE SIMULACION.



SIMBOLOGIA

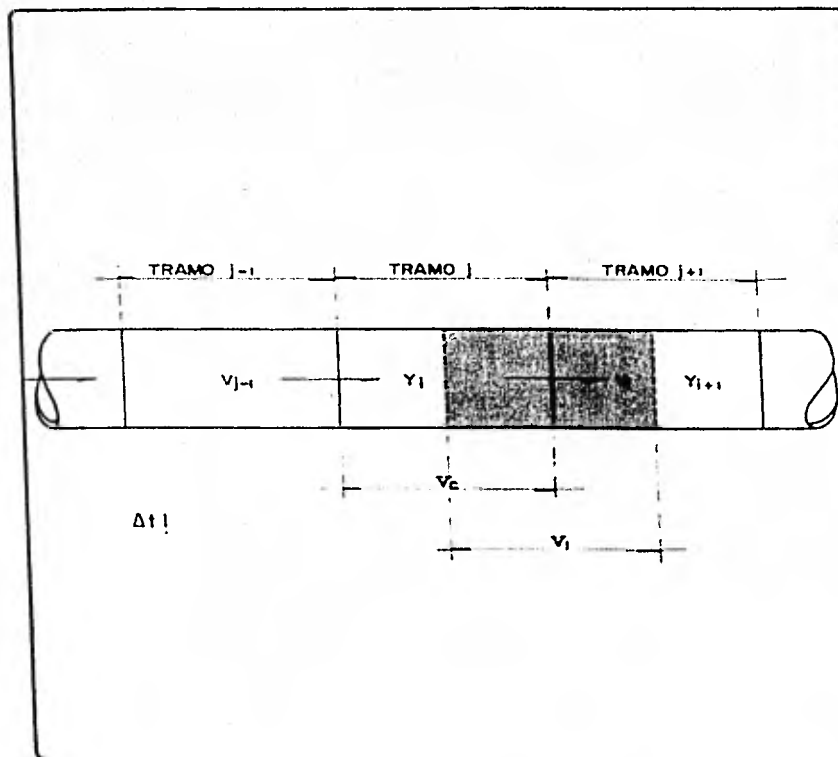


RIOS PARES (II)



RIOS IMPARES (I)

FIGURA 7.
 DESFASAMIENTO DE VOLUMENES DE CONTROL PARA
 LA APLICACION DE LAS ECUACIONES BASICAS DEL
 MODELO DE SIMULACION.



DONDE:

v = VELOCIDAD

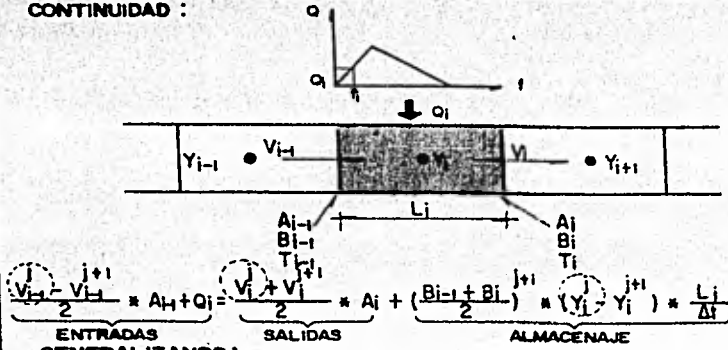
Y = TIRANTE

V = VOLUMEN DE CONTROL

FIGURA 8.

ECUACIONES BASICAS PARA EL MODELO DE SIMULACION DE SISTEMAS DE COLECTORES

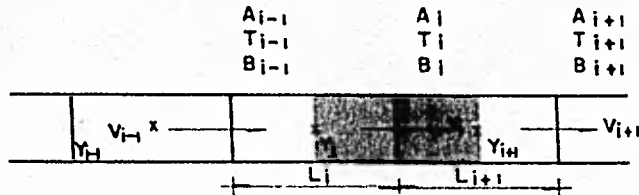
CONTINUIDAD :



GENERALIZANDO :

$$C_1 V_i^j + C_2 Y_i^j + C_3 V_i^j = C_4$$

CANTIDAD DE MOVIMIENTO:



$$\rho P_i Y_i^j - \rho P_{i+1} Y_{i+1}^j + \Delta Z \rho A_{i,i+1} - A_i * \left(\frac{N_i}{R_i^{2/3}} \right)^2 \frac{(L_i + L_{i+1})}{2} / V_i^j / V_i^j =$$

PRESIONES PESO FRICCIÓN

$$= \frac{A_i}{g} * \frac{(L_i + L_{i+1})}{2} \left\{ \frac{V_i^{j+1} - V_i^{j-1}}{\Delta t} + V_i^j \frac{V_{i+1}^{j+1} - V_{i-1}^{j-1}}{L_i + L_{i+1}} \right\} + \frac{V_i^{j-1}}{g \Delta t} \frac{(L_i + L_{i+1})}{2} \rho A_i Y_i^j$$

GENERALIZANDO : CANTIDAD DE MOVIMIENTO

$$I_1 Y_i^j + I_2 V_i^j + I_3 V_{i+1}^j = I_4$$

RIO 4 COL. JUEGOS

TRAMO	CARGA (M)	VELOCIDAD (M/S)	AREA (M2)	GASTO TRAMO (M3/S)	GASTO SALIDA AREA INUNDACION (M3/S)	GASTO E/S EXT (M3/S)
21	0.074	0.175	0.010	0.003	0.000	0.003
22	0.100	0.243	0.026	0.006	0.000	0.003

CARGAS Y GASTOS MAXIMOS

TRAMO NO CARGA (M) GASTO (M3/SEG)

1	0.23	0.056
2	0.76	0.047
3	1.32	0.050
4	1.62	0.111
8	1.29	0.127
9	0.87	0.142
10	0.92	0.157
11	0.89	0.172
12	0.80	0.187
13	0.68	0.353
5	0.40	0.062
6	0.29	0.052
7	1.17	0.063
14	0.10	0.026
15	0.36	0.059
16	0.54	0.093
17	0.48	0.169
18	0.73	0.170
19	1.23	0.120
20	1.15	0.137
21	0.63	0.012
22	0.66	0.225

DISTRIBUCION DE VOLUMENES EN EL SISTEMA. EN M3

REG. NOMINAL SIST. SEC.	REG. EFECTIVA SIST. SEC.	REG. COLEC. PPALES.	D E R R A M E	VOL. ALMAC. TEMPORALM.
10.28	7.30	45.43	0.33	52.73

FIGURA 9. LISTADO DE SALIDA TÍPICO DEL MODELO DE SIMULACION

FIGURA 10

ECUACION INTENSIDAD - DURACION ($T_r=5$ años)

UTILIZADA EN EL ANALISIS COMPARATIVO.

(ESTACION LA FORTUNA CD. DE MEXICO (ref. 8))

I (mm/hr)

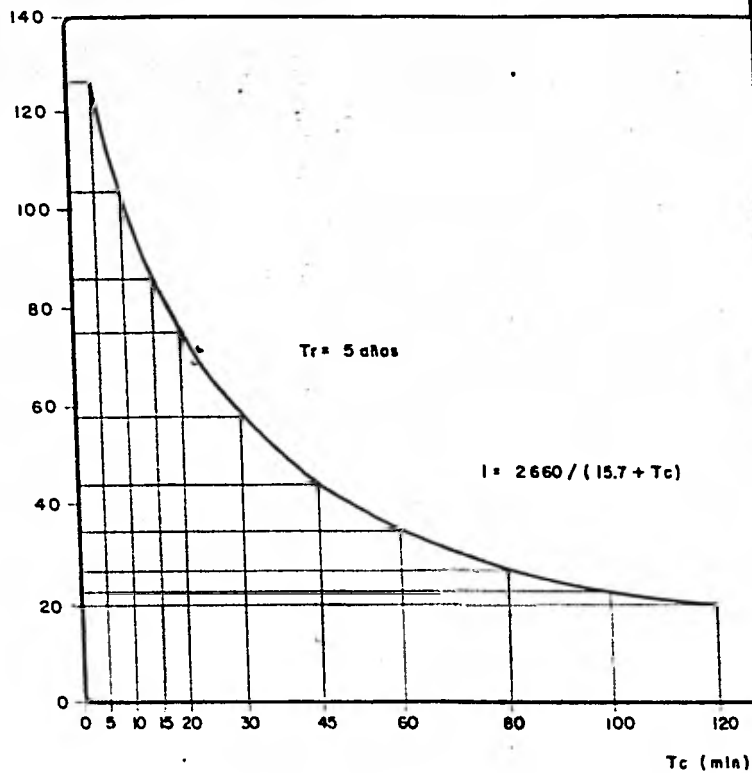
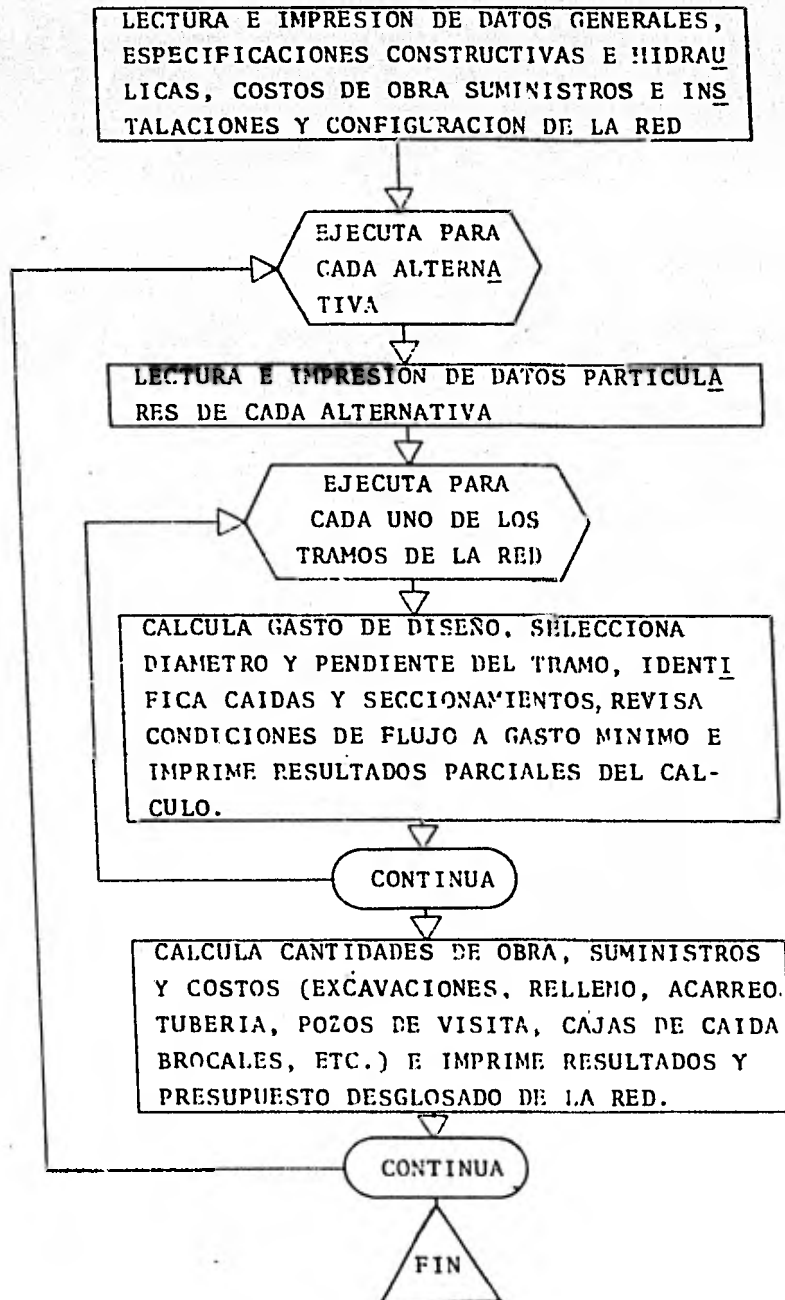


FIGURA 11. DIAGRAMA DE BLOQUES DEL PROGRAMA "DRENA"



CALL 11-10 LONG. AREA U LONG.SERV. CUFF. C TPO CONC.(H.H.) INTFLS(HM/HR) CHAY(L/S) QP'IN(L/S) 7.1 1.036 0.60 21.59 71.33 123.2 3.00
 TRAFIC EL.0/5.(H) EL.FIANT.(H) PAVL. U (AY) CAPAC (L/S) VEL.ES. (H/S) (R) WPALE/S) VEL. MIN. TIR. MIN. 7 99.15 7A.00 95.91 95.88 4.60 0.38 123.2 123.2 1.23 (.31 3.0 0.85 0.04

CALL 10-9 LONG. AREA U LONG.SERV. CUFF. C TPO CONC.(H.H.) INTFLS(HM/HR) CHAY(L/S) QP'IN(L/S) 19.6 1.114 0.60 21.69 71.15 132.3 3.00
 TRAFIC EL.0/5.(H) EL.FIANT.(H) PAVL. U (AY) CAPAC (L/S) VEL.ES. (H/S) (R) WPALE/S) VEL. MIN. TIR. MIN. 8 93.00 77.48 95.78 95.78 5.30 0.38 132.2 132.3 1.32 1.31 3.0 0.48 0.04

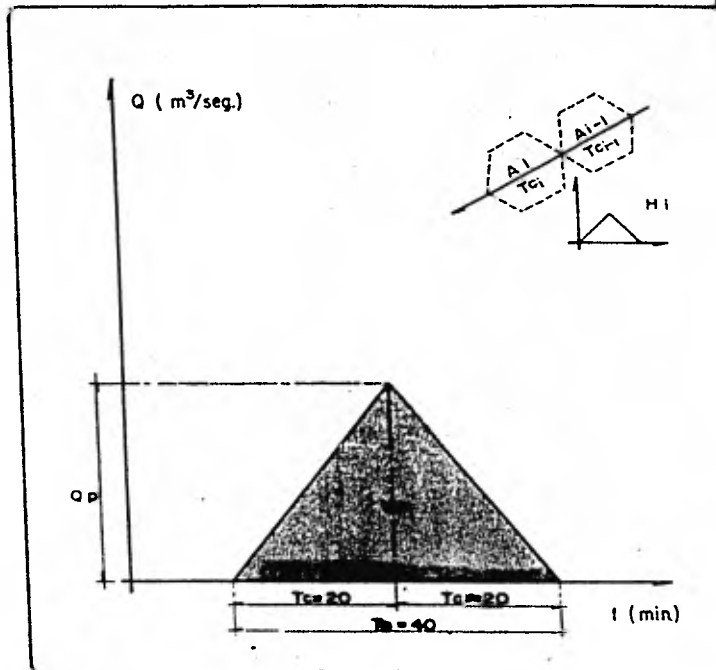
CALL 9-8 LONG. AREA U LONG.SERV. CUFF. C TPO CONC.(H.H.) INTFLS(HM/HR) CHAY(L/S) QP'IN(L/S) 58.6 1.355 0.60 21.93 70.69 159.7 3.00
 TRAFIC EL.0/5.(H) EL.FIANT.(H) PAVL. U (AY) CAPAC (L/S) VEL.ES. (H/S) (R) WPALE/S) VEL. MIN. TIR. MIN. 9 97.49 77.00 95.78 95.33 7.70 0.38 159.4 159.7 1.59 (.31 3.0 0.54 0.04

CALL 8-7 LONG. AREA U LONG.SERV. CUFF. C TPO CONC.(H.H.) INTFLS(HM/HR) CHAY(L/S) QP'IN(L/S) 36.6 1.504 0.60 22.53 69.57 174.5 3.00
 TRAFIC EL.0/5.(H) EL.FIANT.(H) PAVL. U (AY) CAPAC (L/S) VEL.ES. (H/S) (R) WPALE/S) VEL. MIN. TIR. MIN. 10 97.00 7A.45 95.33 95.00 9.20 0.38 174.2 174.5 1.74 (.31 3.0 0.58 0.03

CALL 7-6 LONG. AREA U LONG.SERV. CUFF. C TPO CONC.(H.H.) INTFLS(HM/HR) CHAY(L/S) QP'IN(L/S) 38.6 1.601 0.60 22.88 68.95 191.1 3.00
 TRAFIC EL.0/5.(H) EL.FIANT.(H) PAVL. U (AY) CAPAC (L/S) VEL.ES. (H/S) (R) WPALE/S) VEL. MIN. TIR. MIN. 11 99.05 77.35 95.00 94.58 11.10 0.38 191.4 191.1 1.91 (.31 3.0 0.62 0.03

FIGURA 12. LISTADO DE SALIDA TIPO DEL PROGRAMA "DRENA"

FIGURA 13.
HIDROGRAMA DE INGRESO UTILIZADO
EN EL MODELO DE SIMULACION



$$V_{ei} = c A_i \bar{h}^n$$

$$Q_p = \frac{V_{ei}}{60 T_c}$$

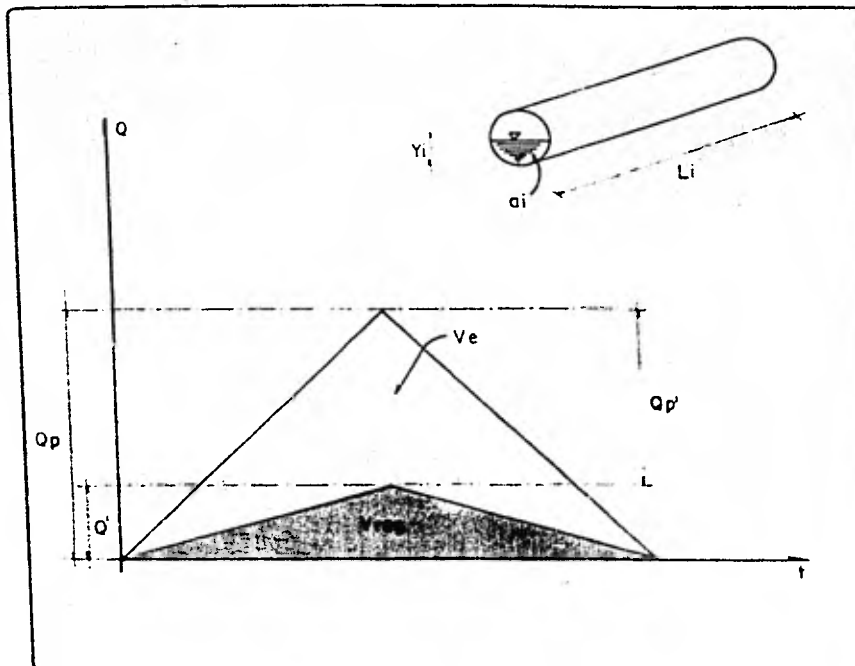
DONDE :

- | | | | |
|------------------------------------|------------|------------------------------------|---------------|
| V_{ei} = Volumen en exceso | (m^3) | Q_p = Gasto máximo | (m^3/seg) |
| A_i = Subarea tributaria | (Km^2) | T_c = Tiempo de concentracion | (min) |
| \bar{h} = Altura media de lluvia | (mm) | C = Coeficiente de escurrimiento | |

$$\bar{h} = \frac{2.660}{15.7 + T_c} * \frac{T_c}{60} \text{ (mm)}$$

FIGURA 14.

CRITERIO PROPUESTO PARA LA EVALUACION
DEL VOLUMEN REGULADO EN LA RED



DONDE :

V_e : Volumen en exceso.

V_{reg} : Volumen regulado, aguas arriba del tramo que se considera.

$$V_{reg} = \int_{a_i}^{L_i} (a; L_i)$$

Q_p : Gasto máximo, obtenido mediante la fórmula racional

Q_p' : Gasto de abatimiento

Q_p' : Gasto de diseño modificado

$$Q_p' = Q_p - Q'$$

FIGURA 15.
 CORRESPONDENCIA ENTRE LOS GASTOS DE DISEÑO
 SEGUN EL METODO RACIONAL TRADICIONAL Y LOS
 GASTOS MAXIMOS DEL MODELO DE SIMULACION
 SISTEMA N° 1

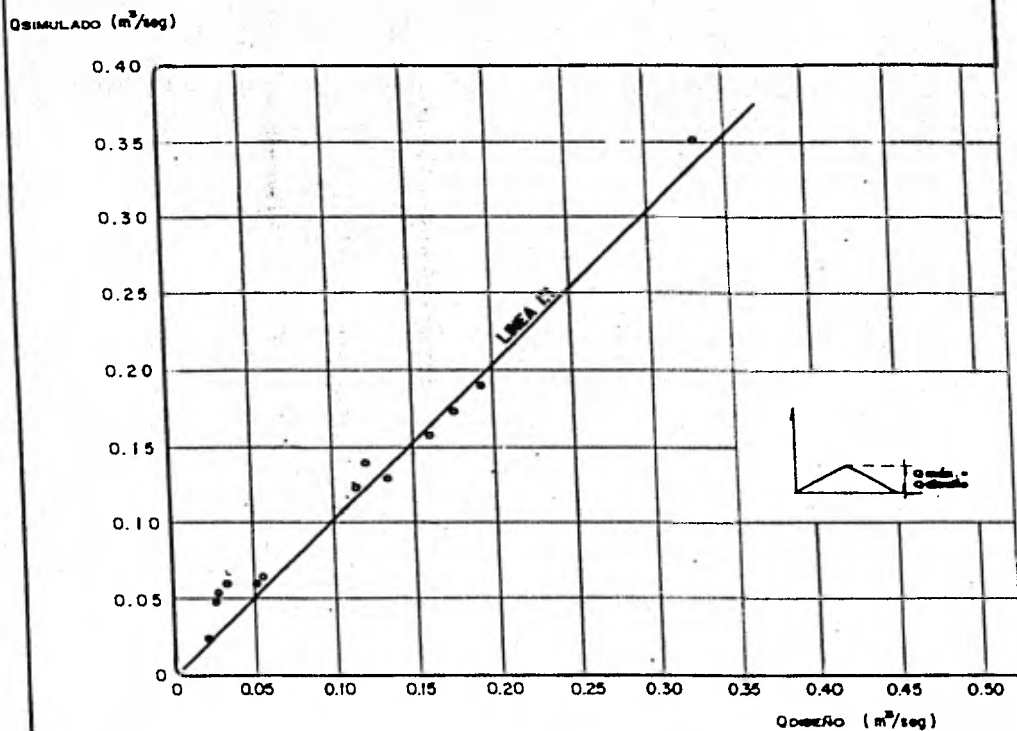


FIGURA 16.
CORRESPONDENCIA ENTRE LOS GASTOS DE DISEÑO
SEGUN EL METODO RACIONAL MODIFICADO Y LOS
GASTOS MAXIMOS DEL MODELO DE SIMULACION
SISTEMA N° 1

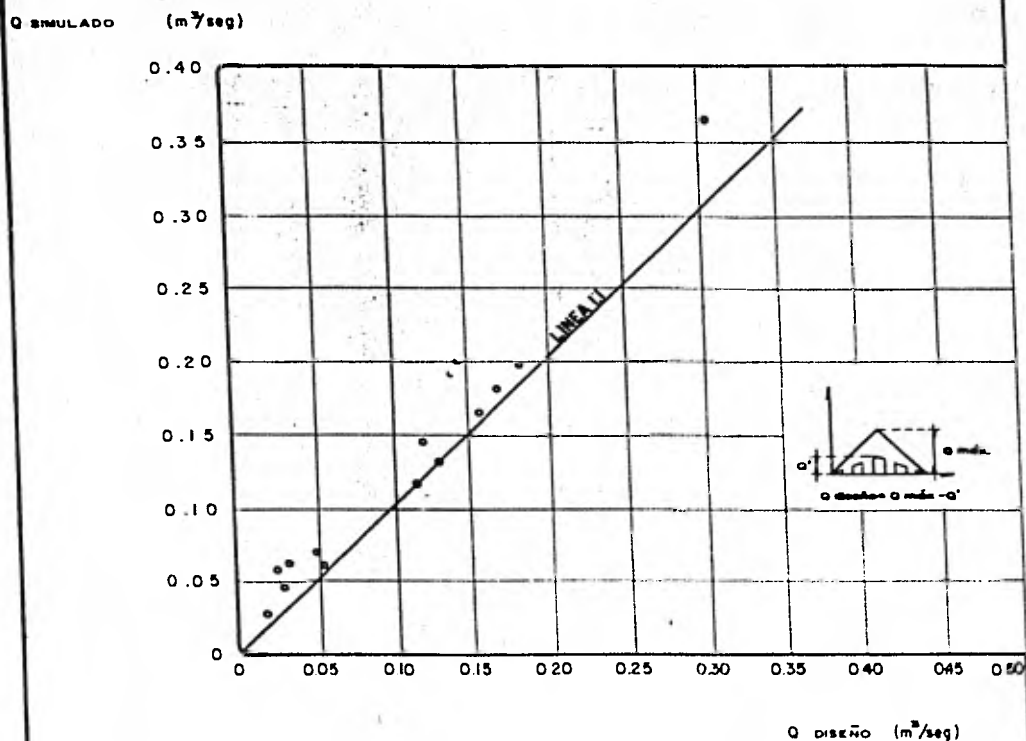


FIGURA 17.
 CORRESPONDENCIA ENTRE LOS GASTOS DE DISEÑO
 SEGUN EL METODO RACIONAL TRADICIONAL Y LOS
 GASTOS MAXIMOS DEL MODELO DE SIMULACION
 SISTEMA N° 2

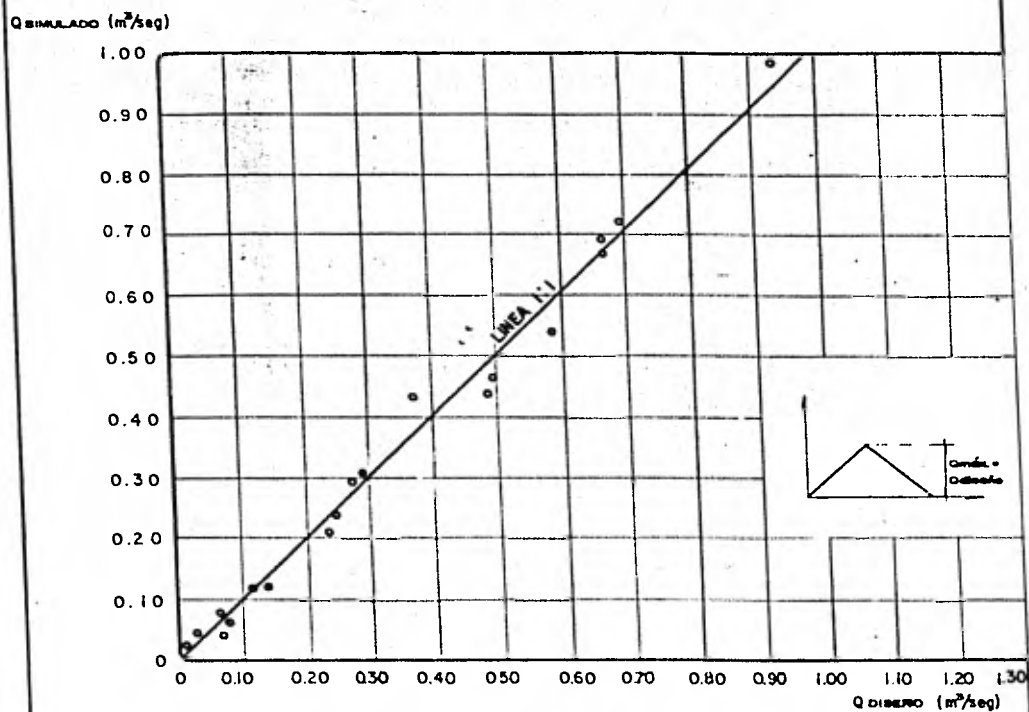


FIGURA 18.
 CORRESPONDENCIA ENTRE LOS GASTOS DE DISEÑO
 SEGUN EL METODO RACIONAL MODIFICADO Y LOS
 GASTOS MAXIMOS DEL MODELO DE SIMULACION
 SISTEMA N° 2

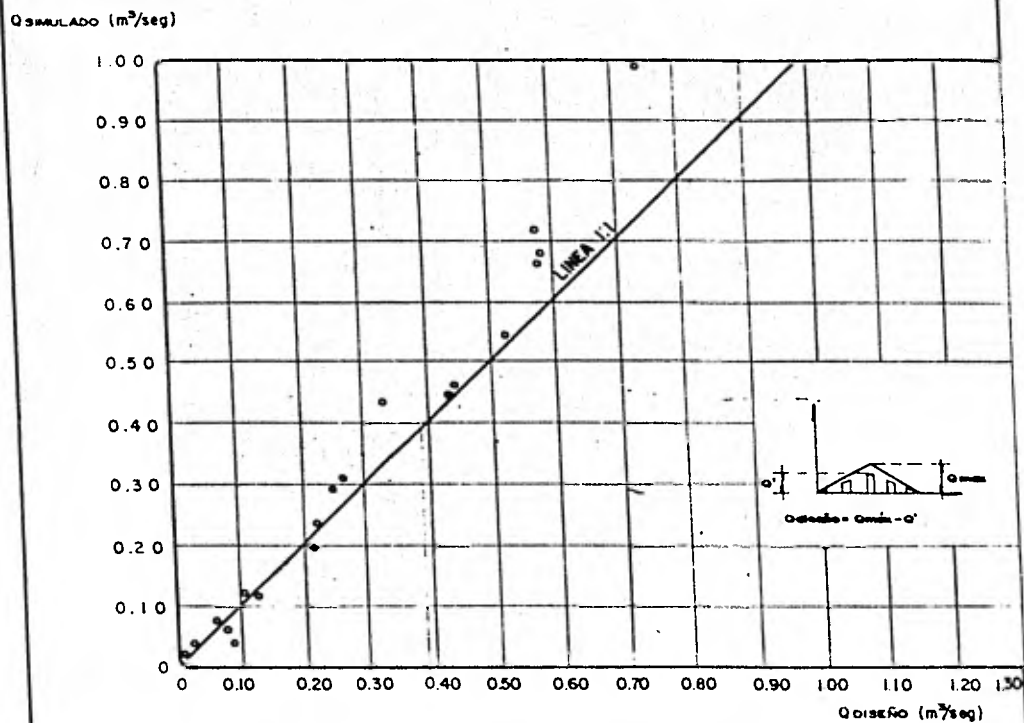


FIGURA 19.
CORRESPONDENCIA ENTRE LOS GASTOS DE DISEÑO
SEGUN EL METODO RACIONAL TRADICIONAL Y LOS
GASTOS MAXIMOS DEL MODELO DE SIMULACION
SISTEMA N° 3

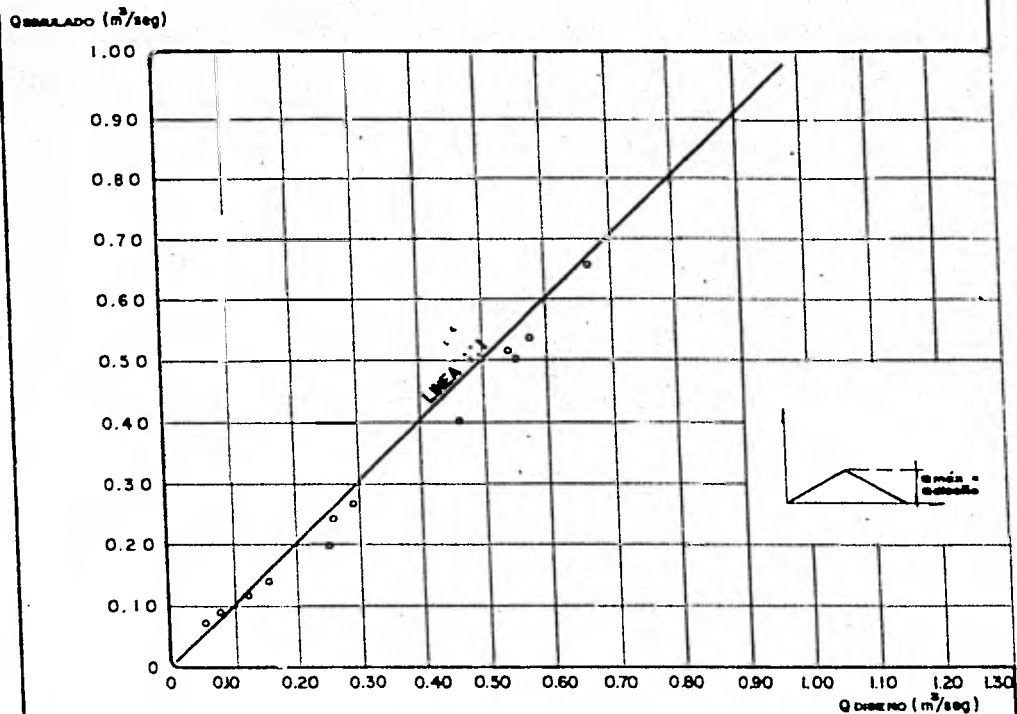
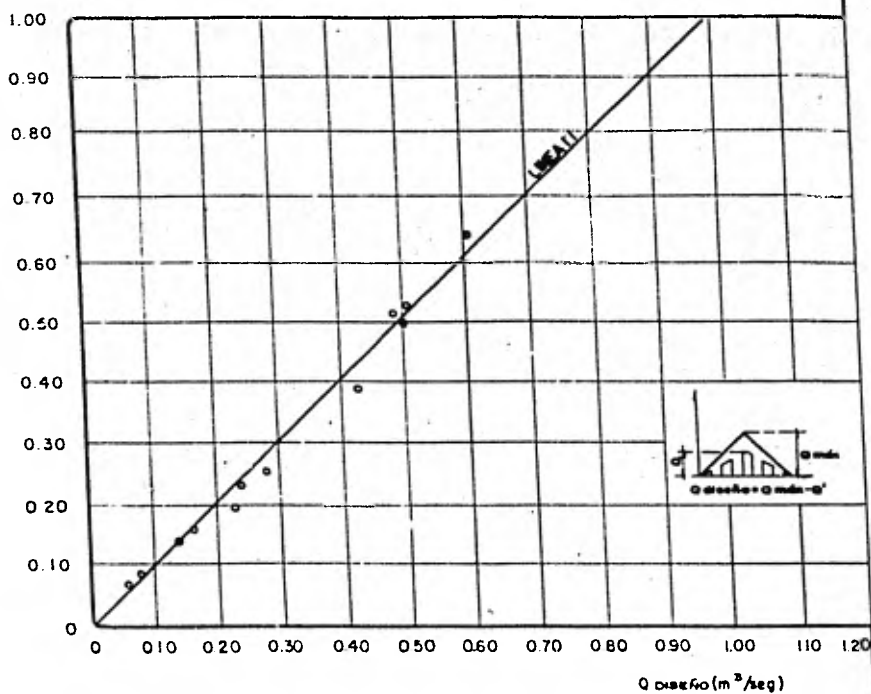
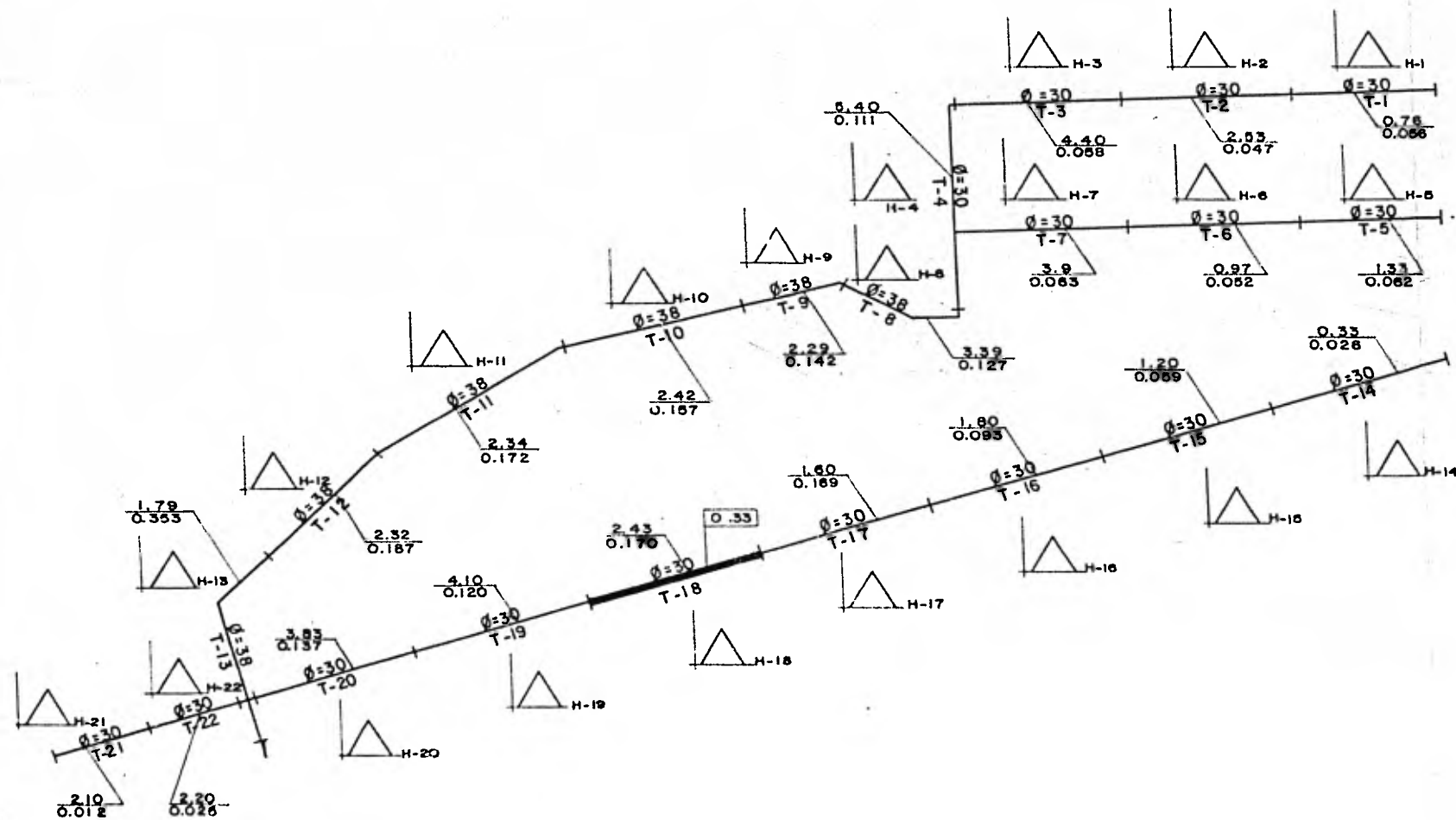


FIGURA 20.
CORRESPONDENCIA ENTRE LOS GASTOS DE DISEÑO
SEGUN EL METODO RACIONAL MODIFICADO Y LOS
GASTOS MAXIMOS DEL MODELO DE SIMULACION
SISTEMA N°3

$Q_{SIMULADO}$ (m^3/seg)





SIMBOLOGIA

- DIAMETRO DEL TRAMO
No. DE TRAMO
- TIRANTE / DIAMETRO; Y/D
GASTO MAXIMO m³/seg:
- DERRAME EN m³
- TRAMO CON DERRAME
- HIDROGRAMA DE INGRESO

**ANALISIS DEL FUNCIONAMIENTO
HIDRAULICO, GASTOS MAXIMOS
E INDICE DE SOBRECARGA EN TRAMOS**

SISTEMA:

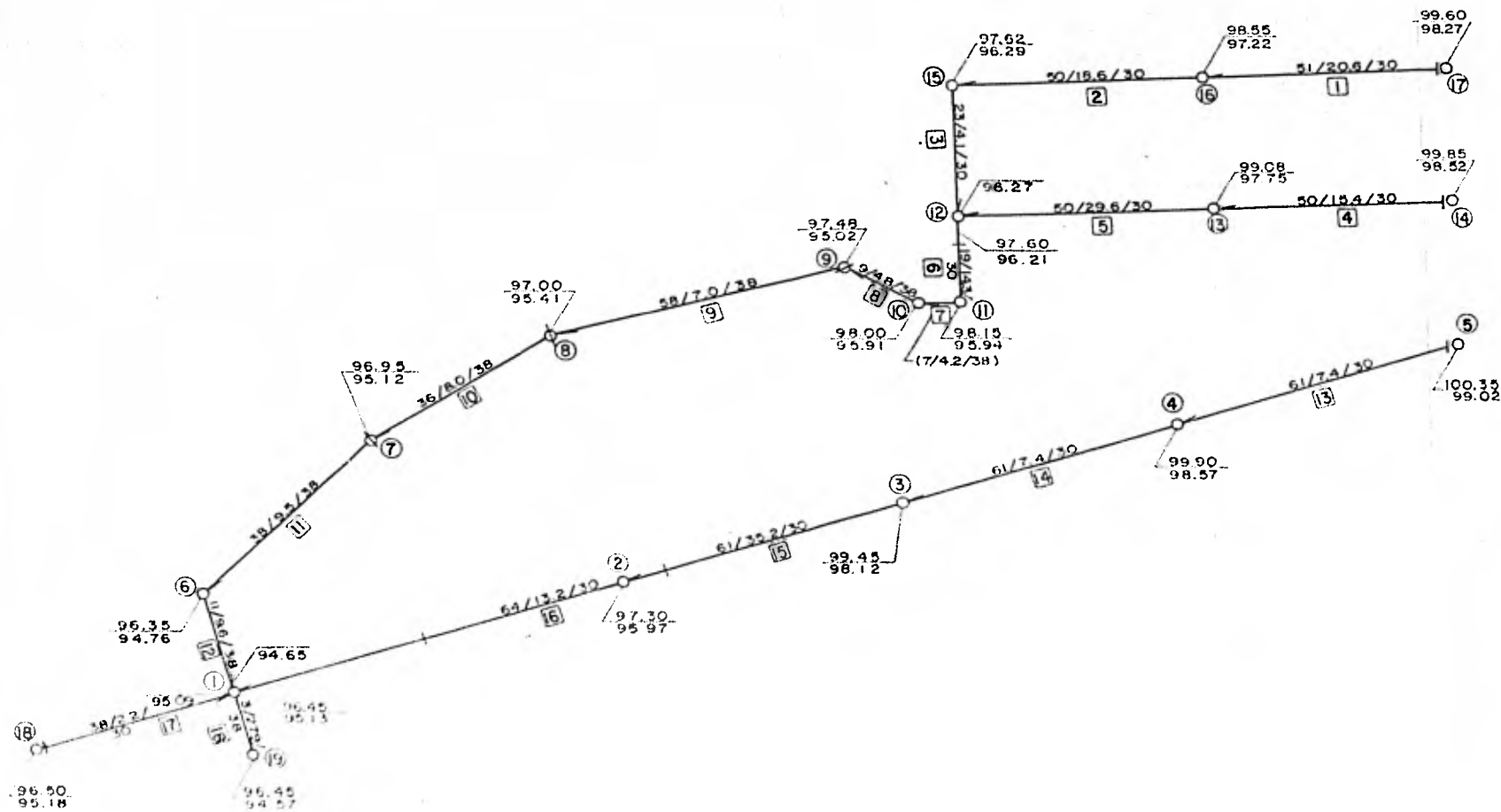
1

FIGURA:

21.

CALL#	LONG.	AREA	LONG.SERV.	CUEF. C	TPU	CONC.(H/M)	INTEL.S(H/M/HR)	MAX(L/S)	Q'IN(L/S)		
11-10	7.0		1.036	0.60		21.61	71.29	117.7	3.00		
TRAMO P.A. (L/S) (P)	EL. PLANT. (M) AA	AB	PERM. (M/L)	DIAM. (M)	GASTOS CAPAC (L/S)	VEL. EF. (M/S)	TIR. (M)	GASTO MTR (L/S)	VEL. MIN. (M/S)	TIR. MIN. (M)	
7 93.15 77.00	95.98	95.91	4.20	0.38	117.7	117.7	1.18	0.31	3.0	0.44	0.04
CALL#	LONG.	AREA	LONG.SERV.	CUEF. C	TPU	CONC.(H/M)	INTEL.S(H/M/HR)	MAX(L/S)	Q'IN(L/S)		
10-9	19.0		1.114	0.60		21.71	71.10	126.2	3.00		
TRAMO P.A. (L/S) (P)	EL. PLANT. (M) AA	AB	PERM. (M/L)	DIAM. (M)	GASTOS CAPAC (L/S)	VEL. EF. (M/S)	TIR. (M)	GASTO MTR (L/S)	VEL. MIN. (M/S)	TIR. MIN. (M)	
8 93.00 77.48	95.91	95.82	4.80	0.38	125.8	126.2	1.26	0.31	3.0	0.46	0.04
CALL#	LONG.	AREA	LONG.SERV.	CUEF. C	TPU	CONC.(H/M)	INTEL.S(H/M/HR)	MAX(L/S)	Q'IN(L/S)		
9-8	58.0		1.355	0.60		21.96	70.63	152.2	3.00		
TRAMO P.A. (L/S) (P)	EL. PLANT. (M) AA	AB	PERM. (M/L)	DIAM. (M)	GASTOS CAPAC (L/S)	VEL. EF. (M/S)	TIR. (M)	GASTO MTR (L/S)	VEL. MIN. (M/S)	TIR. MIN. (M)	
9 97.49 77.00	95.87	95.41	7.00	0.38	152.0	152.2	1.52	0.31	3.0	0.53	0.04
CALL#	LONG.	AREA	LONG.SERV.	CUEF. C	TPU	CONC.(H/M)	INTEL.S(H/M/HR)	MAX(L/S)	Q'IN(L/S)		
8-7	30.0		1.504	0.60		22.60	69.46	162.8	3.00		
TRAMO P.A. (L/S) (P)	EL. PLANT. (M) AA	AB	PERM. (M/L)	DIAM. (M)	GASTOS CAPAC (L/S)	VEL. EF. (M/S)	TIR. (M)	GASTO MTR (L/S)	VEL. MIN. (M/S)	TIR. MIN. (M)	
10 97.00 77.65	95.84	95.12	6.00	0.38	162.5	162.8	1.63	0.31	3.0	0.55	0.04
CALL#	LONG.	AREA	LONG.SERV.	CUEF. C	TPU	CONC.(H/M)	INTEL.S(H/M/HR)	MAX(L/S)	Q'IN(L/S)		
7-6	38.0		1.661	0.60		22.97	68.79	176.7	3.00		
TRAMO P.A. (L/S) (P)	EL. PLANT. (M) AA	AB	PERM. (M/L)	DIAM. (M)	GASTOS CAPAC (L/S)	VEL. EF. (M/S)	TIR. (M)	GASTO MTR (L/S)	VEL. MIN. (M/S)	TIR. MIN. (M)	
11 95.05 77.35	95.17	94.76	9.50	0.38	177.0	176.7	1.77	0.31	3.0	0.59	0.03

FIGURA 22. LISTADO TIPICO DE RESULTADOS, APLICACION DEL METODO PROPUESTO CON EL PROGRAMA "DRENA" SISTEMA No. 1.



DATOS GENERALES DE DISEÑO

AREA DRENADA = 2.9 ha.

METODO UTILIZADO = RACIONAL AMERICANO ($Q=K CIA$)

COEFICIENTE DE ESCURRIMIENTO $C = 0.6$

FORMULA DE INTENSIDAD ($T_r = 5$ AÑOS) $i = 2.660 / (15.7 + T_c)$

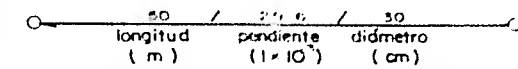
TIEMPO DE ENTRADA $T_e = 20$ min.

SIMBOLOGIA

⑨ No. DE POZO

⑫ No. DE TRAMO

99.02 — COTA TERRENO
98.00 — COTA PLANTILLA



DISEÑO GEOMETRICO DE LA RED DE ALCANTARILLADO PLUVIAL

SISTEMA

1

FIGURA

23.

ESTE TRABAJO SE IMPRIMIO EN LOS TALLERES
GRAFICOS DE GUADARRAMA IMPRESORES, S. A.
AV. CUAUHEMOC 1201, COL. VERTIZ NARVARTE
MEXICO 13, D. F. TEL. 559 22 77 CONTRES LINEAS