

01162
2

**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE
MÉXICO**

FACULTAD DE INGENIERIA

**METODO ALTERNATIVO PARA TRANSITAR AVENIDAS
EN COLECTORES URBANOS**

**PARA OBTENER EL GRADO DE:
MAESTRO EN INGENIERIA (HIDRAULICA)**

**PRESENTA:
ALFARO AVALOS, MIGUEL CARLOS**

1995

FALLA DE ORIGEN



Universidad Nacional
Autónoma de México

UNAM



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 está 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.

01162² 2ej

Alfaro Avalos Miguel Carlos

**METODO ALTERNATIVO PARA TRANSITAR
AVENIDAS EN COLECTORES URBANOS**

1995

AGRADECIMIENTOS

A la memoria de mi madre quien siempre me apoyo en el transcurso de su vida.

A mis hermanos por brindarme su apoyo y confianza.

A mi director de tesis, sinodales y profesores por ser cimientos firmes para el progreso de México.

INDICE GENERAL

	página
I.- Introducción	1
II.- Estado del arte	
Problemática específica de la infraestructura de drenaje urbano	4
Comportamiento hidráulico de una red de colectores	7
Ecuaciones de movimiento, modelos simplificados y completos	8
Cálculo en régimen permanente	11
Entrada a presión	12
Nudos de unión en colectores	14
Obras de captación	15
III.- Método alternativo	17
Modelo matemático	20
Condición de frontera aguas abajo	26
Condición de frontera aguas arriba	26
IV .- Hidrología urbana	28
Precipitación	31
Métodos tradicionales	31
Tormentas de diseño	31
Métodos directos o empíricos	32
Métodos hidrológicos	32
Métodos hidráulicos o semihidráulicos	32

Fórmula racional	32
Método Research Laboratory	33
Hidrograma unitario triangular sintético	35
Hidrogramas sintéticos en la salida de un sistema de colectores	38
Hidrograma función de densidad gamma	41
Diseño de la red de alcantarillado	42
Diseño o revisión de la red primaria	42
Diseño o revisión de elementos del sistema general de desagüe	43
V.- Ejemplos comparativos	44
Ejemplo 1	45
Ejemplo 2	62
Ejemplo 3	75
VI.- Conclusiones	99
Bibliografía	103
Apéndices	
A.- Método de Crout	106
B.- Programa de computadora	109
C.- Definición de variables del programa de computadora	122

INDICE DE FIGURAS, GRAFICAS Y TABLAS

	Página	
Figura 1	Esquema en diferencias finitas	18
Tabla 1	Uso del suelo-periodo de retorno	29
Tabla 2	Tipo de vialidad-periodo de retorno	29
Tabla 3a	Valores máximos y mínimos del coeficiente de escurrimiento	30
Tabla 3b	Coefficientes de la fórmula de Hicks	35
Figura 2	Hidrograma unitario triangular	37
Figura 3	Hidrograma unitario triangular y modificado trapecial	40
Figura 4	Función de densidad gamma	41
Figura 5	Croquis de la red del ejemplo No. 1 y 2	46
Tabla 4	Datos del ejemplo No. 1	47
Tabla 5	Cargas piezométricas en la red del ejemplo No. 1	49
Tabla 6	Tirantes en la red del ejemplo No. 1	50
Tabla 7	Hidrograma de entrada - salida del ejemplo No. 1	51
Gráfica 1	Hidrograma entrada-salida del ejemplo No. 1	52
Gráfica 2	Cargas piezométricas del ejemplo No. 1. Colector principal. t=10 minutos	53
Gráfica 3	Cargas piezométricas del ejemplo No. 1. Colector principal. t=30 minutos	54
Gráfica 4	Cargas piezométricas del ejemplo No. 1 Colector principal t=70 minutos	55
Gráfica 5	Cargas piezométricas del ejemplo No. 1 Colector 1 t=10 minutos	56
Gráfica 6	Cargas piezométricas del ejemplo No. 1. Colector 1. t=30 minutos	57
Gráfica 7	Cargas piezométricas del ejemplo No. 1. Colector 1. t=70 minutos	58

Gráfica 8	Cargas piezométricas del ejemplo No. 1. Colector 2. t=10 minutos	59
Gráfica 9	Cargas piezométricas del ejemplo No. 1. Colector 2. t=30 minutos	60
Gráfica 10	Cargas piezométricas del ejemplo No. 1. Colector 2. t=70 minutos	61
Tabla 8	Datos del ejemplo No. 2	63
Tabla 9	Cargas piezométricas en la red del ejemplo No. 2	66
Tabla 10	Tirantes en la red del ejemplo No. 2	67
Tabla 11	Gastos en la red del ejemplo No. 2	67
Tabla 12a	Cargas piezométricas comparadas con el modelo TUAVE	68
Tabla 12b	Gastos máximos comparados con el modelo TUAVE	68
Tabla 13a	Hidrograma de entrada-salida del ejemplo No. 2	69
Tabla 13b	Gastos derramados en tramos conflictivos del ejemplo No. 2	69
Gráfica 11	Hidrograma de entrada-salida del ejemplo No. 2	71
Gráfica 12	Cargas piezométricas del ejemplo No. 2. Colector principal.	72
Gráfica 13	Cargas piezométricas del ejemplo No. 2. Colector 1	73
Gráfica 14	Cargas piezométricas del ejemplo No. 2. Colector 2	74
Figura 6	Croquis de la red del ejemplo No. 3	76
Tabla 14	Datos del ejemplo No. 3	77
Tabla 15	Longitud y diámetro de la red del ejemplo No. 3	78
Tabla 16	Cargas piezométricas en la red del ejemplo No. 3	81
Tabla 17	Gastos en la red del ejemplo No. 3	82
Tabla 18	Tirantes en la red del ejemplo No. 3	83
Tabla 19a	Gastos derramados en tramos conflictivos del ejemplo No. 3	84
Tabla 19b	Hidrograma de entrada-salida del ejemplo no. 3	84
Gráfica 15	Hidrograma de entrada-salida de ejemplo No.3	85
Gráfica 16	Cargas piezométricas del ejemplo No.3. Colector principal	

	t=30 minutos	86
Gráfica 17	Cargas piezométricas del ejemplo No.3. Colector principal	
	t=60 minutos	87
Gráfica 18	Cargas piezométricas del ejemplo No.3. Colector principal	
	t=90 minutos	88
Gráfica 19	Cargas piezométricas del ejemplo No.3. Colector 1.	
	t=30 minutos	89
Gráfica 20	Cargas piezométricas del ejemplo No.3. Colector 1.	
	t=60 minutos	90
Gráfica 21	Cargas piezométricas del ejemplo No.3. Colector 1.	
	t=90 minutos	91
Gráfica 22	Cargas piezométricas del ejemplo No.3. Colector 2.	
	t=40 minutos	92
Gráfica 23	Cargas piezométricas del ejemplo No.3. Colector 2.	
	t=60 minutos	93
Gráfica 24	Cargas piezométricas del ejemplo No.3. Colector 2.	
	t=90 minutos	94
Gráfica 25	Cargas piezométricas del ejemplo No.3. Colector 3	
	t=40 minutos	95
Gráfica 26	Cargas piezométricas del ejemplo No.3. Colector 3.	
	t=60 minutos	96
Gráfica 27	Cargas piezométricas del ejemplo No.3. Colector 3.	
	t=90 minutos	97

CAPITULO I
INTRODUCCION

INTRODUCCION

La creciente necesidad de contar con colectores urbanos funcionales a un costo de inversión reducido, obliga a desarrollar alternativas para un diseño óptimo. Un buen proyecto debe evitar daños directos e indirectos que afecten el desarrollo normal de la actividad humana en las ciudades.

El método numérico de diferencias finitas tiene una gran variedad de aplicaciones en la Hidráulica; en el caso de este trabajo, el uso de grandes colectores que trabajan en régimen subcrítico, funcionando a presión en algunos tramos y a superficie libre en otros, ha ocasionado entre otros factores la invalidez de utilizar el flujo permanente como solución de las redes de alcantarillado pluvial y sanitario, ya que no toman en cuenta factores tales como el almacenaje, la regulación, los tanques de tormenta y las plantas de bombeo. El modelo matemático que se analiza en el presente trabajo permite considerar estas características hidráulicas y estructuras de los sistemas de drenaje.

Por otra parte la componente hidrológica es un factor muy importante para el correcto funcionamiento de la red, debe tenerse un buen criterio para la obtención del hidrograma de diseño, debiendo ser congruentes con la relación datos de campo-hidrograma de diseño, dado que no es recomendable tener datos poco precisos de campo y tratar de emplear un método sofisticado de análisis. En este aspecto, el mayor problema radica en que la República Mexicana

no se cuenta con información suficiente de lluvia y escurrimiento, lo que impide la comprobación de resultados.

Las ecuaciones empleadas en este trabajo, denominado método alternativo son las de Saint-Venant, que representan el flujo no permanente. Los resultados originados de la simulación deben analizarse con criterio ya que el ingeniero debe decidir si la simulación se asemeja a la realidad o tiene discrepancias con ella.

En el capítulo II, se presentan los principales fenómenos hidráulicos que se desarrollan en una red de colectores, así como la comparación con otros modelos de análisis.

El capítulo III muestra la descripción del modelo matemático, su método de solución y las condiciones de frontera.

El capítulo IV analiza la obtención del hidrograma de diseño para la condición de frontera de aguas arriba.

El capítulo V presenta el desarrollo de tres ejemplos comparativos con el programa de simulación TUAVE; en el apéndice B se incluye un programa de computadora desarrollado en QBasic que transita una avenida en una red de colectores calculando tirantes, gastos y cargas piezométricas para diferentes tiempos de cálculo, así como la impresión de los hidrogramas de entrada y salida.

CAPITULO II
ESTADO DEL ARTE

II.- ESTADO DEL ARTE

PROBLEMATICA ESPECIFICA DE LA INFRAESTRUCTURA DE DRENAJE URBANO

La mejor descripción de la problemática del drenaje urbano la hace Dolz (1994). Aquí se presenta la parte más importante relacionada con este trabajo.

El crecimiento de las ciudades exige notables inversiones en infraestructura, el correcto funcionamiento de la red de drenaje pluvial condiciona el normal desarrollo de la actividad humana en las urbes, lo que origina la necesidad de una decidida voluntad política para la solución de los importantes problemas de drenaje presentes en muchas ciudades de rápido y reciente desarrollo urbano.

El proceso urbanizador altera sustancialmente la hidrología de las cuencas donde se produce, en particular se modifican la red de drenaje y el proceso de transformación lluvia-escurrecimiento. Como consecuencia de la actividad urbanizadora los cauces naturales que conformaban la red hidrográfica original suelen ser profundamente alterados, lo que afecta en forma directa a su capacidad de desagüe y por tanto se propicia la existencia de inundaciones.

Un criterio tradicional presente en muchos procesos de urbanización es aquel en que las aguas pluviales deben ser eliminadas lo más rápido y eficaz posible, lo que lleva a evitar la temporal retención superficial y la infiltración, así como incrementar la velocidad de circulación del agua hacia las partes más bajas de la cuenca. Esta dinámica da como resultado final que

las redes de drenaje de dichas partes bajas se vean sometidas a hidrogramas con mayor volumen (coeficiente de escurrimiento alto), mayor gasto de pico y mayor brusquedad (menos tiempo en el inicio de la lluvia y la presentación del gasto máximo, además de una disminución del tiempo de concentración).

Toda la problemática anteriormente descrita se agrava en determinadas zonas donde se presenta con relativa frecuencia precipitaciones de corta duración pero de intensidad extrema.

Para solucionar los problemas de inundación existentes en una determinada zona urbana, normalmente se plantean dos soluciones: las que tienen como objeto incrementar la capacidad de desagüe de la red de colectores (que sustituye a la red hidrográfica natural) y las tendientes a disminuir el escurrimiento (aumentar la retención superficial y la infiltración).

La retención natural que tiene lugar en la superficie de una cuenca en zona urbana, puede sustituirse por depósitos o presas de retención que almacenan temporalmente una parte del escurrimiento. Un inconveniente para la construcción de estas estructuras es la dificultad de disponer del espacio que requiere su ubicación en la cuenca urbana. Una variante de estos depósitos consiste en utilizar la capacidad de almacenamiento de la propia red de colectores cuando ésta es lo suficientemente extensa y existe una clara diferencia en la distribución temporal y espacial de la lluvia (no llueve de forma idéntica en toda la cuenca). Si la red esta dotada de los elementos de control

precisos pueden utilizarse como depósitos todos aquellos colectores que presenten caudales suficientemente bajos. Como es obvio, este tipo de operación requiere la existencia de una red de medición que permita conocer en todo instante la situación de gastos y niveles en el sistema de colectores y el de poseer un grado de conocimiento lo suficientemente preciso del comportamiento hidráulico de la red, tal que permita en breves instantes tomar las decisiones oportunas para operar las compuertas.

El disminuir en forma sensible el escurrimiento debido a la infiltración es prácticamente imposible en ciudades tan densamente pobladas. Cabe la posibilidad de facilitar la infiltración en determinadas zonas como parques, no obstante, desde un punto de vista global de la ciudad (o de una de sus cuencas) estas alternativas difícilmente por sí solas podrán resolver los problemas de drenaje originados por un proceso urbanizador que no respeta la hidrografía natural preexistente.

Es claro el gran interés en optimizar éstas grandes inversiones, el avance del conocimiento ha motivado la aparición reciente de una nueva disciplina denominada Hidrología Urbana que incorpora y adapta los clásicos conocimientos de la Hidráulica e Hidrología a las particulares características del medio urbano.

Normalmente la única solución para resolver los problemas de drenaje en ciudades densamente pobladas es el incremento de la capacidad de desagüe de la red de colectores. Ello requiere elevadas inversiones que justifica e incluso exigen, un detallado

conocimiento de los diferentes fenómenos relacionados con el drenaje urbano.

Las inversiones precisas para llevar a cabo esta mejora de la información son mínimas, en comparación con el ahorro que podría obtenerse al mejorar el conocimiento de los fenómenos. Por otra parte la capacidad de captación de los elementos de entrada como las rejillas, depende de parámetros tales como sus dimensiones (largo, ancho y área de huecos), tipología, gasto, velocidad del agua y grado de limpieza. Las relaciones así obtenidas ayudarán al proyectista a determinar el tipo y número de elementos de captación necesarios para asegurar que el escurrimiento urbano entre en la red de drenaje y que lo haga en los puntos previstos.

El estudio de drenaje urbano viene condicionado en gran medida por la disponibilidad (en cantidad y calidad) de los datos de lluvia y grado de conocimiento de la cuenca, es preciso mejorar dicha información si se desea poder aprovechar las grandes posibilidades que actualmente ofrece la modelación numérica para profundizar en el conocimiento de los fenómenos involucrados en el drenaje urbano y optimizar de este modo las elevadas inversiones a realizar.

COMPORTAMIENTO HIDRAULICO DE UNA RED DE COLECTORES

Una red de colectores está formada por un conjunto de conductos conectados entre sí a través de sus uniones que denominamos nudos. Estos conductos normalmente se diseñan para que trabajen a superficie libre cuando por ellos circula el

hidrograma de proyecto. Cabe indicar que siempre existe la posibilidad de que se presente un gasto superior al considerado en el proyecto y que provoque la entrada en presión del colector. Normalmente las redes de colectores disminuyen las pendientes desde las zonas altas de la cuenca a las bajas. Por éste motivo el régimen hidráulico suele ser rápido en la cabecera de la red de colectores y lento en la parte final. Las ecuaciones de Saint-Venant requieren la solución de un sistema de dos ecuaciones en derivadas parciales, requiriendo conocer las condiciones de frontera en los extremos del mismo.

ECUACIONES DEL MOVIMIENTO, MODELOS SIMPLIFICADOS Y COMPLETOS

El tipo de movimiento no permanente, se representa por las ecuaciones de Saint-Venant, éstas constituyen un sistema que carece de solución analítica. Por esta razón se puede plantear la disyuntiva siguiente: ¿emplear las ecuaciones completas o será suficiente un método aproximado que al eliminar algunos términos de las ecuaciones completas permita resolver suficientemente el problema? La respuesta a ésta pregunta se obtiene al analizar estos procesos simplificados. Entre sus ventajas e inconvenientes más habituales se tienen:

Métodos hidrológicos: que consideran exclusivamente en su formulación la ecuación de continuidad como por ejemplo el método de Muskingum, es el proceso más sencillo en relación con el esfuerzo de cálculo que requieren y suponen en general una transposición de procedimientos tradicionales de otros campos de

la Hidráulica e Hidrología. Si bien son fáciles de implantar, en su definición pueden precisar una serie de parámetros difíciles de estimar. Por ejemplo el método de Muskingum precisa de dos parámetros, K y X , relacionados con el tiempo de viaje de una onda por un conducto y con la influencia de las condiciones de frontera aguas abajo de la red en estudio. Dichos parámetros se debería extraer a partir de medidas reales de gasto en los tramos estudiados. La bondad de los resultados finales depende de una buena estimación de estos parámetros.

En el caso de una red de drenaje se deben estimar los parámetros, K y X , para cada uno de los colectores de la red, caso que es muy difícil de obtener. Otro problema radica en que su formulación es exclusivamente en gastos, por lo que no se calculan datos de niveles de agua imprescindibles a la hora de dimensionar un conducto. Todavía más, el despreciar la ecuación de equilibrio de fuerzas y no considerar las acciones sobre el agua en movimiento, supone que no se puedan representar todos los fenómenos hidráulicos que se producen en una red de drenaje; por todas éstas razones y ante la existencia de otras alternativas más completas, se acabaría por no recomendar su empleo.

La aproximación de la onda cinemática; es otro método de análisis, consiste en que desprecia los términos inerciales y de presión en la ecuación de equilibrio dinámico, considera como preponderantes la acción de las fuerzas de gravedad y fricción. Se puede aceptar de buena aproximación a la realidad, siempre que en la red de drenaje predominen las pendientes fuertes superiores

al 1%, con flujos en régimen rápido, además no deben existir efectos de remanso entre los colectores concurrentes en un nudo ya que esta formulación no permite reproducir dichos efectos. Otro punto limitante es la imposibilidad de modelar el almacenamiento a lo largo del colector.

El empleo de un modelo que incluya las ecuaciones completas de Saint Venant, lo que se denomina modelos completos, supone utilizar un procedimiento de integración numérica, bien sea el método de las características o de diferentes finitas.

Existen numerosos esquemas que se han implantado en Europa (características, esquemas de Preissmann, Abbott-Jonescu, Euler modificado, McCormack, etc), generalmente todos ellos adecuados a tal fin. Algunas diferencias entre éstos consiste en utilizar diferentes métodos de solución; diferencias finitas, características y elemento finito. Unos utilizan esquemas implícitos o explícitos, mientras que otros toman factores de peso para dar mayor importancia a determinados términos (Cunge, 1980). No obstante, algunos de ellos tienen dificultades al aplicarlos al régimen rápido, que comúnmente se presenta en las redes de colectores. El empleo de las ecuaciones completas permite incorporar todas las acciones actuantes sobre el agua, lo que supone una mayor aproximación al tránsito de la red.

Todos los fenómenos como la entrada en carga, la interacción entre colectores de una red, los efectos de almacenaje, cambios de régimen, etc., se pueden estudiar al permitirlo la formulación empleada. Ello se traduce en una mayor precisión y exactitud de

los resultados del cálculo hidráulico, lo que puede suponer por ejemplo, en el caso de estudio de nuevos colectores un diseño más real y económico a la vez que más seguro.

La imputación que se les ha hecho durante años a estos métodos completos es el consumo excesivo de tiempo máquina, hoy en día pierde sentido con la aparición de las PC's de alta velocidad. Una pequeña red correspondiente a una cuenca de 20 a 30 hectáreas, analizada con un modelo de este tipo supone minutos de cálculo para una PC'486. Métodos simplificados serán más rápidos, pero las ventajas de modelación junto con tiempos de cálculo tan reducidos como los indicados, hacen que se prefiera cada vez más el empleo de modelos completos. Un análisis de los diferentes tipos de modelos numéricos utilizados para el estudio del comportamiento hidráulico de colectores puede verse en Dolz, 1994.

CALCULO EN REGIMEN PERMANENTE

Tradicionalmente, el diseño de colectores se ha realizado mediante fórmulas de flujo permanente uniforme. Con esta consideración los tirantes y las velocidades son constantes en todo el colector. Es evidente que esta hipótesis de cálculo no toma en cuenta las interferencias mutuas entre colectores y por lo tanto su aplicación está justificada en los casos en que dichas interferencias no condicionen el comportamiento hidráulico. Esta circunstancia puede darse, por ejemplo, en la parte central de un colector de gran longitud y elevada pendiente.

Otra posibilidad es el estudio en régimen gradualmente variado (curvas de remanso), considerando gasto máximo; ello permite tener en cuenta la incidencia de las condiciones de frontera en el comportamiento hidráulico del colector (por ejemplo, el nivel en el extremo aguas abajo). Dadas las dificultades para obtener el hidrograma correcto y la complejidad del cálculo en régimen no permanente, la correcta aplicación de las curvas de remanso puede en muchos casos dar un grado de precisión adecuado para el diagnóstico de una red y el diseño de alternativas de solución. En muchas ocasiones ocurre que la capacidad de desagüe de una red está limitada por la existencia de un pequeño tramo de colector mal diseñado; el cuantificar la anomalía y establecer criterios para resolverla, normalmente no exige la simulación de toda la red en régimen variable, sino unos simples cálculos en régimen permanente y la aplicación del criterio del ingeniero.

Evidentemente el cálculo en régimen permanente no es posible cuando se precisa conocer la propagación del hidrograma, como ocurre al considerar la existencia de depósitos o embalses.

ENTRADA A PRESION

Aunque el criterio de diseño habitual es que la red de drenaje funcione a superficie libre, ya sea por que se analice el comportamiento de una red existente muy insuficiente o porque se estudie el comportamiento de una red nueva para un gasto superior al de diseño, es necesario considerar el problema de la

entrada en presión y el cálculo de partes de una red funcionando en carga.

Existen algunos modelos para simular el comportamiento a presión como es la cuña de Preissman, que consiste en representar una sección cualquiera de colector prolongando su parte superior por un estrecho canal (de ancho de pocos centímetros). La altura de presión a que esta sometida el colector será precisamente la altura de agua en la ranura, la elección del ancho de ranura es una decisión importante ya que anchos muy pequeños provocan problemas de inestabilidad numérica, mientras que anchos muy grandes pueden falsear los resultados de cálculo al transportar un porcentaje muy importante de gasto por la zona de la ranura de Preissmann.

Otra metodología, es el que se muestra en el presente trabajo; consiste en separar el cálculo de los flujos a superficie libre y a presión, adoptando para la formulación las ecuaciones de Saint Venant y despreciando los efectos de compresibilidad del flujo.

Estudios numéricos y experimentales que comparan las dos metodologías presentadas indican que los resultados son semejantes y que en ambos casos se puede seguir el proceso de entrada a presión con suficiente precisión. Cabe indicar que frecuentemente la entrada en carga es debida al incremento de tirante que provoca un salto hidráulico que se desarrolla por el colector, por tanto la correcta simulación de la entrada en carga requiere tener en cuenta la posible presencia del salto

hidráulico, es decir detectar su formación, seguir su desplazamiento y desaparición. Ello representa una notable complejidad y por este motivo el modelo presentado no toma en cuenta este fenómeno.

NUDOS DE UNION DE COLECTORES:

En un nudo pueden concurrir colectores con alineaciones verticales y horizontales muy diferentes, producirse cambios de sección y pendiente así como notables variaciones de gasto entre colectores de entrada y salida.

Desde el punto de vista hidráulico más significativo de un nudo es que puede originar efectos de remanso en los colectores de entrada, elevando los niveles de agua en el extremo aguas abajo de los mismos y modificando así de manera significativa su capacidad de desagüe. De este modo, cualquier insuficiencia local en un nudo, se traducirá en problemas de falta de capacidad aguas arriba del mismo. Si sólo se consideran las condiciones en superficie libre, un colector de entrada puede presentar hasta cuatro tipos distintos de flujo: régimen crítico cuando vierte libremente y sin influencias del nivel de agua en el nudo; régimen supercrítico también sin influencias desde aguas abajo; régimen subcrítico dependiente del nivel de agua en el nudo y resalto hidráulico localizado junto al nudo.

El modelo de cálculo debe ser lo suficientemente flexible para dar una respuesta correcta a todas y cada una de ellas, lo cual no es sencillo. Si se añade al resultado anterior la

posibilidad de flujo en presión, el número de combinaciones de flujo se dispara, complicando el proceso de solución.

Se puede afirmar que la calidad de los resultados del cálculo hidráulico de una red depende fundamentalmente de una solución correcta de los nudos de la misma, ya que ello condiciona las interacciones mutuas entre los colectores de la red y por tanto su funcionamiento hidráulico. Hay que evitar, como frecuentemente ocurre, que la modelación numérica sea ejecutada por personas expertas en modelación pero desconocedoras de la realidad física ligada a la red y a su comportamiento hidráulico.

OBRAS DE CAPTACION

El diseño de colectores se realiza atendiendo a un estudio hidrológico que determina hidrogramas de entrada en puntos específicos de la red. Si éstas previsiones no se cumplen, por ejemplo, porque no se consigue que el agua de escurrimiento entre en la red en los sitios programados, todo el esquema inicial de cálculo cambia y se modifica sensiblemente el comportamiento hidráulico de la red. Por otro lado las obras de captación insuficientes pueden ocasionar una transferencia de gastos entre cuencas urbanas, sobrecargando colectores que en principio estarían bien diseñados si el agua se introdujera en la red en los puntos previstos y también provocan situaciones opuestas como colectores funcionando muy por debajo de su máxima capacidad de desagüe debido a la falta de aportación de gasto.

CAPITULO III
METODO ALTERNATIVO

III.- METODO ALTERNATIVO

DESCRIPCION DEL MODELO

El modelo empleado es un modelo implícito que permite utilizar incrementos de tiempo mayores que los originados por la condición de Courant (Cunge, 1980) en un modelo explícito; dicha condición es

$$\Delta t \leq \frac{\Delta x}{|v \pm \sqrt{g y}|}$$

donde:

y = tirante hidráulico = área hidráulica / ancho de superficie libre.

v = velocidad del flujo.

Δx = incremento de longitud.

Δt = incremento de tiempo.

El intervalo de tiempo y la longitud del tramo deben escogerse de tal forma que se obtengan resultados confiables en la simulación.

Las ecuaciones a emplear son las de Saint-Venant (Chaudhry, 1979).

$$\frac{\partial y}{\partial x} + \frac{v}{g} \frac{\partial v}{\partial x} + \frac{1}{g} \frac{\partial v}{\partial t} + s_f - s_o = 0 \quad (1)$$

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + B \frac{\partial y}{\partial t} = 0 \quad (2)$$

donde:

V = velocidad en la dirección del flujo.

S_f = pendiente de fricción.

S_o = pendiente del colector.

g = aceleración de la gravedad.

B = ancho de superficie libre del agua.

Como son ecuaciones no lineales, para linealizar la ecuación dinámica (ecuación 1) hay que separar el término cuadrático de la velocidad en dos, un valor de ella en el instante $j+1$ que será el más importante del término y otro en el instante anterior j .

El método de discretización de las ecuaciones es por medio de diferencias finitas, se determinan las cargas piezométricas en el centro de los tramos (figura 1). Su método de solución consiste en aplicar la ecuación dinámica en cada tramo, despejar el gasto y sustituirlo en la ecuación de continuidad aplicada en cada tramo tomando en cuenta los ingresos.

De esta forma se establece una ecuación lineal que relaciona las cargas piezométricas incógnitas en cada sección con las cargas colindantes en los tramos aguas arriba y aguas abajo, se aplica la ecuación de continuidad en cada tramo y se obtiene un sistema de ecuaciones lineal. Este se resuelve por medio del método de Crout.

ESQUEMA EN DIFERENCIAS FINITAS

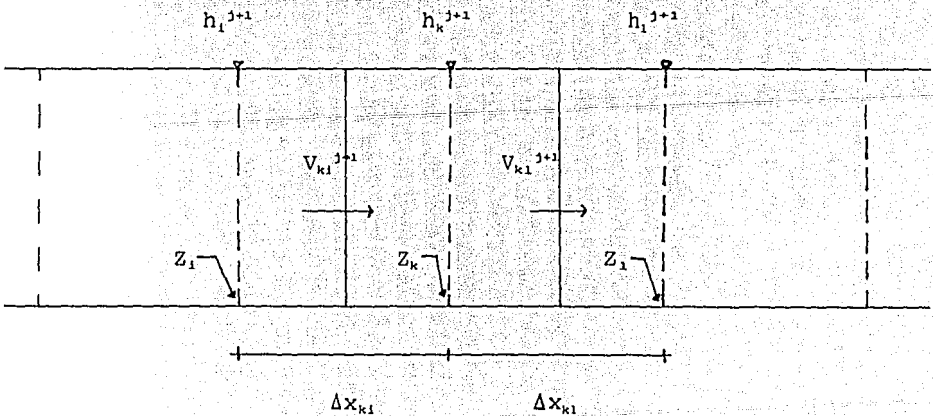


FIGURA 1

Debido a que la ecuación dinámica está en función de la carga piezométrica, existe una ecuación única que resuelve tanto el flujo a superficie libre como a presión para un mismo tramo; esto se logra ya que al entrar a presión un tramo desaparece el número de Froude y el término de almacenaje. Este modelo funciona en régimen subcrítico, donde se necesita conocer condiciones de frontera aguas arriba y aguas abajo. Aguas arriba, por lo general es un hidrograma de entrada y aguas abajo, una condición de descarga específica; que puede ser el tirante crítico, constante o variable.

Las condiciones iniciales se establecen para un gasto base constante. Antes del inicio de la avenida, los tirantes y gastos se pueden determinar con el cálculo de un perfil de flujo gradualmente variado, pero como es un caso particular de las ecuaciones de flujo no permanente, es preferible calcular los valores con el programa en un espacio de tiempo denominado calentamiento o calibración.

MODELO MATEMÁTICO

A continuación se presenta el desarrollo algebraico para resolver las ecuaciones de Saint-Venant.

De la ecuación (1)

$$\frac{\partial y}{\partial x} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{v^2}{2g} \right) + \frac{1}{g} \frac{\partial v}{\partial t} + s_f - s_o = 0$$

$$\begin{aligned} \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{v^2}{2g} \right) &= \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{Q^2}{2gA^3} \right) = \frac{1}{2gA^3} 2Q \frac{\partial Q}{\partial x} - \frac{Q^2}{2gA^4} 2A \frac{\partial A}{\partial x} \\ &= \frac{Q}{gA^2} \frac{\partial Q}{\partial x} - \frac{Q^2}{gA^3} \frac{\partial A}{\partial x} \end{aligned}$$

Al aplicar la regla de la cadena

$$\frac{\partial A}{\partial x} \frac{\partial y}{\partial y} = \frac{\partial A}{\partial y} \frac{\partial y}{\partial x} = B \frac{\partial y}{\partial x}$$

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{v^2}{2g} \right) = \frac{Q}{gA^2} \frac{\partial Q}{\partial x} - \frac{Q^2 B}{gA^3} \frac{\partial y}{\partial x} \quad (3)$$

$$\frac{Q^2 B}{gA^3} = F^2$$

Por otra parte

$$\frac{\partial v}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial t} \left(\frac{Q}{A} \right) = \frac{1}{A} \frac{\partial Q}{\partial t} - \frac{Q}{A^2} \frac{\partial A}{\partial t}$$

Al utilizar otra vez la regla de la cadena

$$\frac{\partial A}{\partial t} \frac{\partial y}{\partial y} = \frac{\partial A}{\partial y} \frac{\partial y}{\partial t} ; \quad \frac{\partial A}{\partial y} = B$$

$$\frac{\partial v}{\partial t} = \frac{1}{A} \frac{\partial Q}{\partial t} - \frac{QB}{A^2} \frac{\partial y}{\partial t} \quad (4)$$

Al sustituir la ecuación 3 y 4 en la ecuación 1

$$\frac{\partial y}{\partial x} + \frac{Q}{gA^2} \frac{\partial Q}{\partial x} - F^2 \frac{\partial y}{\partial x} + \frac{1}{gA} \frac{\partial Q}{\partial t} - \frac{BQ}{gA^2} \frac{\partial y}{\partial t} = s_o - s_f \quad (5)$$

Esta ecuación es denominada de Preissman conservativa. Si se sustituye la ecuación 2 y se factoriza, se tiene.

$$(1-F^2) \frac{\partial y}{\partial x} - \frac{2BQ}{gA^2} \frac{\partial y}{\partial t} + \frac{1}{gA} \frac{\partial Q}{\partial t} = s_o - s_f \quad (6)$$

Con el objeto de expresar la ecuación en términos de la carga piezométrica y hacerla válida para canales y tuberías se tiene que $h=z+y$, donde h es la carga piezométrica y z la carga de posición.

$$\frac{\partial y}{\partial x} = \frac{\partial h}{\partial x} - \frac{\partial z}{\partial x} \quad (7)$$

$$\text{ya que } \frac{\partial z}{\partial t} = 0$$

$$\frac{\partial y}{\partial t} = \frac{\partial h}{\partial t} \quad (8)$$

$$s_f = \frac{n^2 v^2}{R^{4/3}} \quad (9)$$

$$s_o = \frac{\partial z}{\partial x} \quad (10)$$

Al Sustituir las ecuaciones 7, 8, 9 y 10 en la ecuación 6, se tiene

$$(1-F^2) \frac{\partial h}{\partial x} - \frac{\partial z}{\partial x} + F^2 \frac{\partial z}{\partial x} - \frac{2BQ}{gA^2} \frac{\partial h}{\partial t} + \frac{1}{gA} \frac{\partial Q}{\partial t} = - \frac{\partial z}{\partial x} - \frac{n^2 v^2}{R^{4/3}}$$

Simplificando

$$(1-F^2) \frac{\partial h}{\partial x} + F^2 \frac{\partial z}{\partial x} - \frac{2BQ}{gA^2} \frac{\partial h}{\partial t} + \frac{1}{gA} \frac{\partial Q}{\partial t} = - \frac{n^2 v^2}{R^{4/3}}$$

Al discretizar en diferencias finitas; donde el subíndice corresponde a la distancia y el superíndice al tiempo. Se toma el término del Q_{k1}^j con valor absoluto en el instante anterior con el objeto de que el Q_{k1}^{j+1} en el instante posterior tome el signo que le corresponde.

$$(1-F^2) \frac{(h_1^{j+1} - h_k^{j+1})}{\Delta x_{k1}} + F_{k1}^2 \frac{(z_1 - z_k)}{\Delta x_{k1}} - 2B_{k1}^j \frac{|Q_{k1}^j|}{gA_{k1}^2} \frac{h_k^{j+1} - h_k^j}{\Delta t} + \frac{1}{gA_{k1}}$$

$$\frac{Q_{k1}^{j+1} - Q_{k1}^j}{\Delta t} + \frac{n^3 |Q_{k1}^j| |Q_{k1}^{j+1}|}{A_{k1}^2 R_{k1}^{4/3}} = 0$$

Al Multiplicar por Δx

$$(1-F^2) (h_1^{j+1} - h_k^{j+1}) + F_{k1}^2 (z_1 - z_k) - \frac{2B_{k1}^j \Delta x_{k1} |Q_{k1}^j| (h_k^{j+1} - h_k^j)}{gA_{k1}^2 \Delta t} +$$

$$\frac{\Delta x_{k1} (Q_{k1}^{j+1} - Q_{k1}^j)}{gA_{k1} \Delta t} + \Delta x_{k1} \frac{n^3 |Q_{k1}^j| |Q_{k1}^{j+1}|}{A_{k1}^2 R_{k1}^{4/3}} = 0$$

Si se despeja el Q_{kl}^{j+1} y al tomar como factores

$$C_{kl}^j = \frac{n^2 \Delta x_{kl} |Q_{kl}^j|}{A_{kl}^2 R_{kl}^{4/3}} + \frac{\Delta x_{kl}}{g \Delta t A_{kl}^j}$$

$$D_{kl}^j = \frac{2 B_{kl}^j \Delta x_{kl} |Q_{kl}^j|}{g \Delta t A_{kl}^2}$$

$$(1 - F^2) (h_k^{j+1} - h_l^{j+1}) + F_{kl}^2 (z_l - z_k) - D_{kl}^j (h_k^{j+1} - h_l^j)$$

$$- Q_{kl}^j \frac{\Delta x_{kl}}{g \Delta t A_{kl}} + Q_{kl}^{j+1} C_{kl}^j = 0$$

$$Q_{kl}^{j+1} = \frac{1}{C_{kl}^j} \left[(1 - F_{kl}^2) (h_k^{j+1} - h_l^{j+1}) + F_{kl}^2 (z_l - z_k) + D_{kl}^j (h_k^{j+1} - h_l^j) + \frac{\Delta x_{kl}}{g \Delta t A_{kl}} Q_{kl}^j \right] \quad (11)$$

Si se divide entre el área de la sección transversal, se obtiene la velocidad

$$V_{kl}^{j+1} = \frac{1}{C_{kl}^j} \left[(1 - F_{kl}^2) (h_k^{j+1} - h_l^{j+1}) + F_{kl}^2 (z_l - z_k) + D_{kl}^j (h_k^{j+1} - h_l^j) + \frac{\Delta x_{kl}}{g \Delta t} V_{kl}^j \right]$$

$$\text{donde} \quad C_{kl}^j = \frac{n^2 \Delta x_{kl} |V_{kl}^j|}{R_{kl}^{4/3}} + \frac{\Delta x_{kl}}{g \Delta t}$$

$$\text{y} \quad D_{kl}^j = \frac{2 B_{kl} \Delta x_{kl} |V_{kl}^j|}{g \Delta t A_{kl}}$$

Para poder agrupar los términos en forma de sumatoria se cambian los subíndices por números. Después, aplicando la ecuación de continuidad en cada tramo y al sustituir la ecuación 11 queda

$$Q_{k1}^{j+1} + Q_{k2}^{j+1} + \frac{B_{k1}^j \Delta x_{k1}}{\Delta t} (h_k^{j+1} - h_k^j) - q_k^{j+1} = 0$$

$$\begin{aligned} & \frac{A_{k1}}{C_{k1}^j} \left[(1 - F_{k1}^2) (h_k^{j+1} - h_1^{j+1}) + F_{k1}^2 (z_k - z_1) + \frac{2B_{k1}^j \Delta x_{k1} |Q_{k1}^j|}{g \Delta t A_{k1}^2} (h_k^{j+1} - h_k^j) + \frac{\Delta x_{k1}}{g \Delta t A_{k1}} Q_{k1}^j \right] + \\ & + \frac{A_{k2}}{C_{k2}^j} \left[(1 - F_{k2}^2) (h_k^{j+1} - h_2^{j+1}) + F_{k2}^2 (z_k - z_2) + \frac{2B_{k1}^j \Delta x_{k1} |Q_{k2}^j|}{g \Delta t A_{k2}^2} (h_k^{j+1} - h_k^j) + \frac{\Delta x_{k2}}{g \Delta t A_{k2}} Q_{k2}^j \right] + \\ & + \frac{B_{k1}^j \Delta x_{k1}}{\Delta t} (h_k^{j+1} - h_k^j) - q_k^{j+1} = 0 \end{aligned}$$

Al agrupar términos

$$\begin{aligned} & \sum_{i=1}^n A_{ki} \frac{(1 - F_{ki}^2) (h_k^{j+1} - h_i^{j+1})}{C_{ki}^j} + \sum_{i=1}^n A_{ki} \frac{F_{ki}^2 (z_k - z_i)}{C_{ki}^j} + \sum_{i=1}^n \frac{2B_{ki}^j \Delta x_{ki} |Q_{ki}^j|}{g \Delta t A_{ki}^2} \frac{(h_k^{j+1} - h_k^j)}{C_{ki}^j} A_{ki} \\ & + \sum_{i=1}^n \frac{\Delta x_{ki}}{C_{ki}^j g \Delta t} Q_{ki}^j + \frac{B_{k1}^j \Delta x_{k1}}{\Delta t} (h_k^{j+1} - h_k^j) - q_k^{j+1} = 0 \end{aligned}$$

Desarrollando

$$\begin{aligned}
 \sum_{i=1}^n \left\{ \left[\frac{(1-F_{ki}^2)}{C_{ki}^j} A_{ki} + \frac{A_{ki} D_{ki}^j}{C_{ki}^j} \right] + \frac{B_{kl}^j \Delta x_{kl}}{\Delta t} \right\} h_k^{j+1} - \sum_{i=1}^n \frac{(1-F_{ki}^2)}{C_{ki}^j} A_{ki} h_i^{j+1} &= q_k^{j+1} + \\
 + \sum_{i=1}^n \frac{F_{ki}^2 (z_i - z_k)}{C_{ki}^j} A_{ki} + \left[\sum_{i=1}^n \left(\frac{D_{ki} A_{ki}}{C_{ki}^j} \right) + \frac{B_{kl}^j \Delta x_{kl}}{\Delta t} \right] h_k^j - & \\
 - \sum_{i=1}^n \frac{\Delta x_{ki} Q_{ki}^j}{g \Delta t C_{ki}^j} & \quad (12)
 \end{aligned}$$

Esta es la ecuación fundamental que se aplica en cada tramo de la red para formar un sistema de ecuaciones lineales.

En el caso de que el conducto trabaje a presión existen las siguientes simplificaciones en las ecuaciones 11 y 12, desaparece el número de Froude y el término de almacenaje D_{ki}^j .

$$v_{kl}^{j+1} = \frac{1}{C_{kl}} \left[(h_k^{j+1} - h_l^{j+1}) + \frac{\Delta x_{kl}}{g \Delta t} v_{kl}^j \right]$$

$$C_{kl}^j = \frac{n^2 \Delta x_{kl} |V_{kl}|}{R_{kl}^{4/3}} + \frac{\Delta x_{kl}}{g \Delta t}$$

$$\sum_{i=1}^n \frac{A_{ki}}{C_{ki}^j} h_k^{j+1} - \sum_{i=1}^n \frac{A_{ki}}{C_{ki}^j} h_i^{j+1} = q_k^{j+1} - \sum_{i=1}^n \frac{\Delta x_{ki} Q_{ki}^j}{g \Delta t C_{ki}^j}$$

CONDICIONES DE FRONTERA

AGUAS ABAJO

Se consideran tres condiciones de frontera:

A).- Descarga con tirante constante: Se presenta cuando el sistema de colectores desfoga a un embalse o cuerpo receptor que por sus grandes dimensiones su nivel no se ve afectado por las aportaciones del sistema. Otro caso es cuando se descarga a un colector de grandes dimensiones comparado con el colector que descarga.

B).- Descarga libre: Este caso se observa cuando el flujo desfoga con tirante crítico y se presenta cuando se descarga a cualquier cuerpo receptor.

C).- Descarga a un cárcamo de bombeo: Debe verificarse la siguiente situación; se calcula el tirante crítico, si el nivel en el cárcamo es mayor que el tirante crítico se toma como condición de frontera el tirante en el cárcamo y viceversa. Las elevaciones en el cárcamo obedecen a una curva elevaciones-capacidades, iniciando con un volumen inicial que corresponde al nivel normal de operación y limitado en su volumen final por el nivel máximo de operación (restringido por un vertedor de excedencias), cabe mencionar que cada caso particular tiene una política de operación diferente.

AGUAS ARRIBA

Dependiendo de las características de la cuenca será el tipo de hidrograma que se construya, cuando la red de alcantarillado descarga a un colector, las uniones se representan por un hidrograma triangular o trapecial (subcapítulo de Hidrología). También se puede tener un hidrograma unitario triangular al existir una cuenca poco urbanizada.

CAPITULO IV
HIDROLOGIA URBANA

IV.- HIDROLOGIA URBANA

En la República Mexicana quien ha estudiado más a fondo la Hidrología relacionada con cuencas urbanas es la Dirección General de Construcción y Operación Hidráulica del Departamento del Distrito Federal (DGOH), apoyado por el Instituto de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México. El problema de conocer la magnitud de las dimensiones de las obras de alcantarillado es un tema económico cuya solución consiste en obtener el máximo beneficio posible, o sea, disminuir al mínimo los riesgos de inundación provocados por las crecientes al menor costo.

En cuencas naturales el diseño se basa directamente en el análisis estadístico de los escurrimientos, mientras que en las cuencas urbanas, debido a su carácter cambiante, se trabaja primero con las lluvias para determinar una tormenta de diseño asociada a un período de retorno y ésta a su vez a un criterio de riesgo que se quiera tomar, para posteriormente obtener un hidrograma de diseño basado en las características de la cuenca.

La dificultad de calcular en términos monetarios el costo asociado a una inundación de cierta magnitud ha originado la simulación del funcionamiento hidráulico de las diferentes alternativas de diseño para tormentas de diferente período de retorno. En la tabla 1 y 2 se muestra la relación que existe entre el período de retorno, el uso del suelo y el tipo de vialidades.

TABLA 1 USO DEL SUELO Y PERIODO DE RETORNO

TIPO DE SUELO	TR
	EN AÑOS
a) ZONAS DE ACTIVIDAD COMERCIAL	5
b) ZONAS DE ACTIVIDAD INDUSTRIAL	5
c) ZONAS DE EDIFICIOS PUBLICOS	5
d) ZONAS RESIDENCIALES MULTIFAMILIARES DE ALTA DENSIDAD*	3
e) ZONAS RESIDENCIALES UNIFAMILIARES Y MULTIFAMILIARES DE BAJA DENSIDAD*	1.5
f) ZONAS RECREATIVAS DE ALTO VALOR E INTENSO USO POR EL PUBLICO	1.5
g) OTRAS AREAS RECREATIVAS	1

* PARA BAJA DENSIDAD SE CONSIDERAN VALORES MENORES DE 100 hab/Ha.

TABLA 2 TIPO DE VIA Y PERIODO DE RETORNO MINIMO

TIPO DE VIA	TR
	EN AÑOS
VIALIDAD ARTERIAL: AUTOPISTAS URBANAS Y AVENIDAS QUE GARANTIZAN LA COMUNICACION BASICA DE LA CIUDAD	5
VIALIDAD DISTRIBUIDORA: VIAS QUE DISTRIBUYEN EL TRAFICO PROVENIENTE DE LA VIALIDAD ARTERIAL O QUE LA ALIMENTAN	3
VIALIDAD LOCAL: AVENIDAS Y CALLES CUYA IMPORTANCIA NO TRASPASA LA ZONA SERVIDA	1.5
VIALIDAD ESPECIAL: ACCESO A INSTALACIONES DE SEGURIDAD NACIONAL Y SERVICIOS PUBLICOS VITALES	10

* ESTA TABLA DEBE USARSE COMO COMPLEMENTO Y CONJUNTAMENTE CON LA TABLA 1

TABLA 3a VALORES TÍPICOS DEL COEFICIENTE DE ESCURRIMIENTO

TIPO DE AREA	COEFICIENTE DE ESCURRIMIENTO	
	MINIMO	MAXIMO
ZONAS COMERCIALES:		
ZONA COMERCIAL	0.75	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 HABITACION	0.50	0.70
ZONAS INDUSTRIALES:		
ESPACIADO	0.50	0.80
COMPACTO	0.60	0.90
CEMENTERIOS Y 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 HIDRAULICO	0.80	0.95
ADOQUINADAS	0.70	0.85
ESTACIONAMIENTOS	0.75	0.85
TECHADOS	0.75	0.95
PRADERAS:		
SUELOS ARENOSOS PLANOS		
PENDIENTES < 0.02	0.05	0.10
SUELOS ARENOSOS CON PENDIENTES		
MEDIAS (0.02 - 0.07)	0.10	0.15
SUELOS ARENOSOS ESCARPADOS		
(0.07 O MAS)	0.15	0.20
SUELOS ARCILLOSOS PLANOS		
(0.02 O MENOS)	0.13	0.17
SUELOS ARCILLOSOS CON PENDIENTES		
MEDIAS (0.02 - 0.07)	0.18	0.22
SUELOS ARCILLOSOS ESCARPADOS		
(0.07 O MAS)	0.25	0.35

PRECIPITACION

Existe el problema de que cuando se tiene una sola estación para determinar una tormenta de diseño no se dispone de la información para toda el área de estudio, debido a esta limitación existen estudios regionales, en particular en el Distrito Federal con los que se obtienen tormentas de diseño para cualquier área de la cuenca, duración y período de retorno (DGCOH, 1982).

El fenómeno de precipitación debe analizarse, dependiendo de la importancia del estudio a realizar y de la información disponible (puntual o analizada en el espacio y tiempo), con la ayuda de un modelo lluvia-escurrencimiento para obtener un hidrograma de diseño.

MÉTODOS TRADICIONALES

Se analiza la precipitación registrada en una estación y se construyen curvas intensidad-duración-período de retorno; cuando se necesita determinar la precipitación asociada a grandes áreas, se utilizan además las curvas precipitación-área-duración. Las primeras curvas brindan en forma gráfica la síntesis de las condiciones máximas anuales de precipitación para diferentes duraciones en una estación. Mientras que las segundas se utilizan para definir la relación entre la precipitación en el centro de una tormenta y la que corresponde a determinada área.

TORMENTAS DE DISEÑO

La selección del método de diseño debe prever el tipo de problema a resolver (magnitud de la obra, precisión requerida, características de la cuenca) y de la información disponible, de tal forma que el esfuerzo que se realice sea congruente con los resultados por obtener.

A) METODOS DIRECTOS O EMPIRICOS

Las características principales del hidrograma producido por una tormenta se pueden calcular a partir de las características físicas promedio en la cuenca (método racional).

B) METODOS HIDROLOGICOS

Se considera que existe una relación funcional única entre la distribución de las lluvias en el tiempo y el hidrograma de salida de la cuenca, puede calibrarse con registros simultáneos de lluvias y escurrimientos. (hidrograma unitario y el método Road Research Laboratory RRL).

C) METODOS HIDRAULICOS O SEMIHIDRAULICOS

El hidrograma se calcula en diferentes partes de la cuenca mediante las ecuaciones de conservación de masa y cantidad de movimiento, considerando las características físicas de la cuenca (método de Chicago). El método de Chicago es muy detallado, requiere de mucha información sobre cuencas, fue calibrado para una zona muy diferente a nuestro medio, por lo cual no se considera adecuado para aplicarlo a la República Mexicana.

FORMULA RACIONAL

Considera que sobre un área se presenta una lluvia durante un tiempo suficiente para que el escurrimiento en la cuenca se establezca el gasto de descarga.

$$Q = C i A$$

C = coeficiente de escurrimiento (tabla 3a).

$$T_c = T_{cs} + T_t$$

Tc= tiempo de concentración; se define como el tiempo que tardaría una partícula de agua en viajar desde el punto más alto de la cuenca hasta la salida de la misma, se utiliza para determinar la intensidad de la lluvia al igualar el tiempo de concentración a la duración en exceso.

Tcs= tiempo de traslado sobre la superficie en horas. Para su estimación se utiliza la siguiente fórmula debida a Kirpich.

$$Tcs = .0003245 * (L / S^3)^{.77}$$

L= longitud del cauce principal en metros.

S= pendiente media del cauce principal.

Tt= tiempo de traslado en los colectores, se obtiene de la fórmula de Manning.

Tt= longitud del colector / velocidad

El procedimiento de cálculo es el siguiente:

- 1) Se obtienen los datos fisiográficos de la cuenca.(Longitud, pendiente, rugosidad y área de aportación).
- 2) Se calcula la duración en exceso para un período igual al tiempo de concentración.
- 3) Se obtiene la intensidad de la lluvia para un determinado período de retorno.
- 4) Se aplica la fórmula Racional para calcular el gasto de diseño.

METODO ROAD RESEARCH LABORATORY (RRL)

Este método considera que, en una zona urbanizada, el gasto de diseño depende únicamente de las superficies impermeables conectadas al sistema de drenaje y no toma en cuenta superficies permeables e

impermeables no conectadas con dicho tramo. No es recomendable utilizarlo en cuencas pequeñas donde el método racional brinda buenos resultados. El procedimiento de cálculo es el siguiente:

1) Se obtienen los datos fisiográficos de la cuenca y se elabora un plano con las características del sistema de alcantarillado y de las superficies conectadas a éste.

2) Se calcula el tiempo de traslado desde diversos puntos de la cuenca hasta el punto de interés y se construye un plano con las características de isócronas (líneas de igual tiempo de traslado).

3) Se calcula el hidrograma de entrada al sistema de alcantarillado.

4) Se calcula la regulación del hidrograma de entrada debido al almacenamiento de los conductos.

Se utilizan las siguientes fórmulas:

$$T_t = T_{ts} + T_{tc}$$

T_{ts} = Tiempo de traslado a través de la superficie en minutos. Se obtiene con la fórmula de Hicks.

$$T_{ts} = K l^a / i^b S^c$$

Los parámetros k , a , b y c están en función del tipo de superficie y se obtienen de la tabla 3b.

Se tienen las siguientes restricciones:

$$3 < l < 31$$

$$0 < S < 7\%$$

$$12.7 < i < 177$$

l = longitud del cauce

S = pendiente de la superficie del cauce en por ciento.

i = intensidad en mm/h.

Ttc= Tiempo de traslado a través de los colectores. Se puede obtener con la fórmula de Manning.

Los hidrogramas de entrada se obtiene de la siguiente forma:

- a).- Se calculan las áreas entre isócronas.
- b).- Se diseña un hietograma de precipitación para un intervalo de tiempo igual al de la separación entre isócronas.
- c).- Se calculan las ordenadas del hidrograma de entrada con las ecuaciones:

$$Q_1 = 0$$

$$Q_2 = (A_1 P_1) (1 / \Delta t)$$

$$Q_3 = (A_1 P_2 + A_2 P_1) (1 / \Delta t)$$

$$Q_4 = (A_1 P_3 + A_2 P_2 + A_3 P_1) (1 / \Delta t)$$

$$Q_j = (A_1 P_{j-1} + A_2 P_{j-2} + \dots + A_{j-1} P_1) (1 / \Delta t)$$

TABLA 3b COEFICIENTES DE LA FORMULA DE HICKS

Tipo de superficie	K	a	b	c
Pavimento asfáltico	15.13	0.323	0.64	0.488
Pavimento asfáltico rugoso	31.74	0.373	0.684	0.366
Pastos recortados	168.60	0.278	0.758	0.307

HIDROGRAMA UNITARIO TRIANGULAR SINTETICO

Este método es útil en cuencas de poca o nula urbanización. A diferencia del método del hidrograma unitario, que requiere de datos precisos difíciles de obtener en la práctica, el hidrograma unitario

sintético se obtiene mediante relaciones entre las características físicas de la cuenca (figura 2). La estimación de las variables del hidrograma se calculan con las siguientes fórmulas.

$$q_p = 0.208 * A / T_p$$

donde:

q_p = gasto de pico

A= área de la cuenca, en km^2

T_p = tiempo pico, en horas.

El tiempo de pico se obtiene de

$$T_p = 0.5 * D + T_r$$

D= duración efectiva de la tormenta, en horas.

T_r = tiempo de retraso en horas: se define como el tiempo que transcurre entre el centro de gravedad del hietograma de lluvia efectiva y el tiempo pico del hidrograma y es igual a 0.6 veces el tiempo de concentración (T_c).

$$T_c = T_{cs} + T_t$$

T_{cs} = Tiempo de concentración sobre la superficie en horas. Se utiliza la fórmula de Kirpich

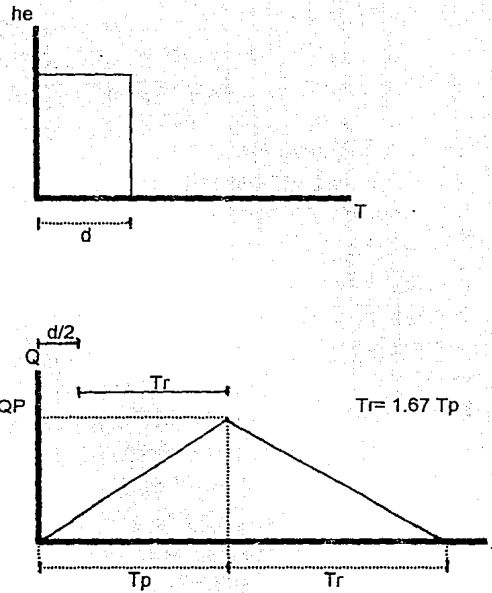
$$T_{cs} = .0003245 * (L / S^{.5})^{.77}$$

T_t = Tiempo de traslado a través de los colectores (Manning).

Cabe aclarar que existen varias fórmulas para calcular la pendiente media del cauce y el tiempo de concentración sobre la superficie, la selección depende de la experiencia del ingeniero y de las características de la cuenca.

Algunos autores sugieren utilizar $D = 2 * T_c^{0.5}$ (con D y T_c en horas) para la que se producen las condiciones críticas.

FIGURA 2 HIDROGRAMA UNITARIO TRIANGULAR



HIDROGRAMAS SINTETICOS A LA SALIDA DE UN SISTEMA DE COLECTORES

Para el análisis de la red principal, es necesario determinar los puntos de ingreso de los hidrogramas en los diferentes puntos de la red, estos hidrogramas son en realidad las descargas de la red secundaria y se calculan en forma práctica de la siguiente manera: si sobre un área se presenta una lluvia, la parte más baja de la superficie deja de contribuir a la descarga y poco a poco lo realizan las partes más altas.

De mediciones reales en campo se sabe que la terminación de la lluvia (rama descendente del hidrograma) es un poco más larga que la de ascenso. Otro punto importante consiste en que la red primaria se diseña para un período de retorno mayor que el considerado para la red secundaria, lo que provoca que esta última trabaje a presión y se reduzca la capacidad de descarga de la misma, originando hidrogramas que se parecen más a un trapecio que a un triángulo. (Díaz, 1979).

El procedimiento para determinar la forma del hidrograma es la siguiente:

- 1.- Se calcula el volumen de la avenida; como el producto de la precipitación por el coeficiente de escurrimiento y por el área de la cuenca.
- 2.- Se obtiene el tiempo de concentración de la cuenca y con la fórmula de Manning se estima el tiempo de traslado de los colectores y por último el tiempo pico.
- 3.- Se supone un hidrograma triangular con un tiempo pico igual al obtenido en el paso 2 y un tiempo base igual a 2.4 veces el tiempo pico.

4.- Se obtiene el gasto máximo, dividiendo el volumen del paso 1, entre 1.2 veces el tiempo de concentración.

5.- Se compara el gasto máximo con la capacidad de conducción del sistema secundario, que se puede calcular con la fórmula de Manning.

- Si la capacidad del sistema es menor o igual a la capacidad del sistema secundario, el caudal máximo es correcto y el hidrograma es triangular.

- Si la capacidad del sistema es menor que el gasto máximo se utiliza el siguiente criterio:

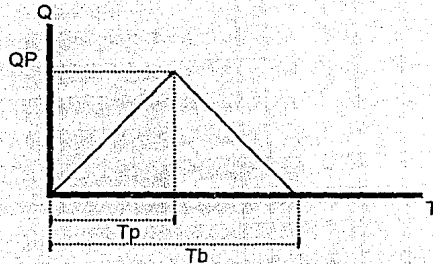
* Se obtiene $F_1 = \text{gasto máximo} / \text{capacidad del sistema} = Q_p / Q_s$

* Con la ayuda de la figura 3 se obtiene el factor F_1

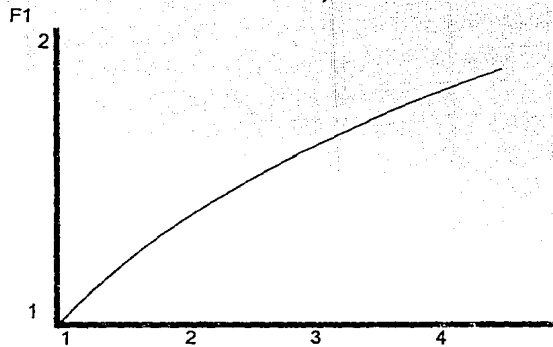
* Se obtiene una capacidad teórica Q_p a partir de la figura 3

FIGURA 3 HIDROGRAMA TRIANGULAR Y TRAPEZIAL

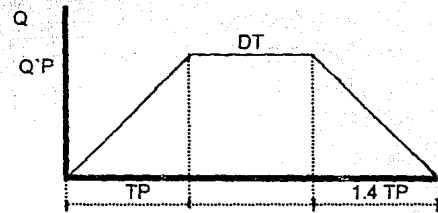
A) HIDROGRAMA UNITARIO TRIANGULAR CUANDO $Q_P < Q_S$



B) HIDROGRAMA UNITARIO MODIFICADO PARA $Q_S < Q_P$



$$\frac{\text{GASTO MAXIMO}}{\text{CAPAC. DEL SISTEMA}} = Q_P / Q_S$$



$$V = Q'P (1.2 TP + DT)$$

$$DT = V/QP - 1.2 TP$$

HIDROGRAMA FUNCION DE DENSIDAD GAMMA

La función de densidad Gamma es muy versátil en su forma, por lo que se ha usado en Hidrología como hidrograma sintético en cuencas pequeñas (Chow, 1993).

Los hidrogramas de entrada a la red se pueden introducir en forma de una función de densidad Gamma, se representan por la siguiente expresión:

$$Q = \frac{Ve}{K(n-1)} \left(\frac{t}{k}\right)^{n-1} e^{-\frac{t}{k}}$$

donde:

t=tiempo

Ve= volumen en exceso sobre el área que drena el tramo= he * A

A= Area que drena el tramo.

he= altura de precipitación en exceso.

K y n = Son parámetros de la función, K tiene dimensiones de tiempo y n es adimensional.

La forma de la función de densidad Gamma depende de los valores de n y K. Ya que $tp = k(n-1)$, cuando $n=2$ la respuesta de la cuenca a la lluvia es rápida y $tp=k$, la forma es como la de la figura 4

FUNCIÓN DE DENSIDAD GAMMA

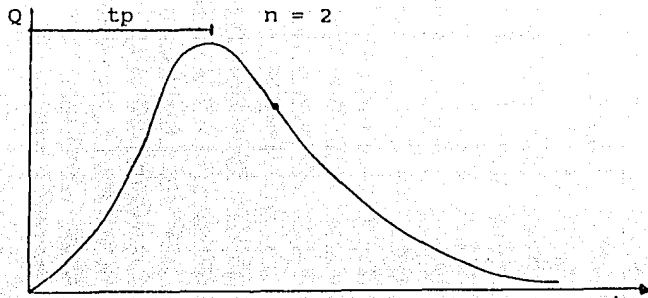


FIGURA 4

Se recomienda utilizar un tiempo pico de 15 a 20 minutos o bien igualarlo al tiempo de concentración (Chow,1993).

DISEÑO DE LA RED DE ALCANTARILLADO

- 1) Determinar el período de retorno relacionándolo con el uso del suelo.
- 2) Calcular el tiempo de concentración de la cuenca suponiendo un tiempo de escurrimiento superficial hasta los tramos cabecera y un tiempo de entrada igual a 15 minutos.
- 3) Calcular la lluvia de diseño relacionándola al período de retorno del paso 1 y a duraciones entre 15 minutos y tiempo de concentración. (se utilizan duraciones pequeñas ya que representan las condiciones críticas en sistemas de alcantarillado).
- 4) Estimar el coeficiente de escurrimiento asociado a la cuenca de captación.
- 5) Si el tiempo de concentración de la cuenca (paso 2) es menor de 30 minutos, se utiliza la fórmula racional como modelo lluvia-escurrimiento, calculando el tiempo de concentración asociado a cada tramo y la precipitación correspondiente del paso 3. Si el tiempo de concentración es mayor de 30 minutos se utiliza el método

del Road Research Laboratory.

6) Si en el sistema existen elementos de regulación importantes (almacenamientos), entonces se debe realizar una distribución en el tiempo de la tormenta de diseño.

DISEÑO O REVISION DE LA RED PRIMARIA

1) Determinar el período de retorno con fórmulas de riesgo-beneficio y si es revisión realizar el cálculo para diferentes períodos de retorno 3, 5, 10 y 20 años.

2) Obtener tiempo de concentración, precipitación y coeficiente de escurrimiento para cada subcuenca.

3) Determinar los hidrogramas de ingreso a la red utilizando hidrogramas unitarios sintéticos a la salida de los colectores secundarios.

DISEÑO O REVISION DE ELEMENTOS DEL SISTEMA GENERAL DE DESAGÜE

1) Cuando únicamente existen elementos de conducción puede utilizarse el procedimiento visto en la red primaria, pero con hidrogramas sintéticos obtenidos de simulaciones o mediciones en las descargas de la red primaria.

2) Si el sistema esta alimentado por una cuenca natural o poco urbanizada y además contiene vasos de regulación se utilizan hidrogramas unitarios sintéticos.

Se debe aclarar que las recomendaciones anteriores son únicamente una guía, pero la elección del método de diseño depende del criterio del ingeniero y de la experiencia que se tenga de la cuenca urbana en estudio.

CAPITULO V

EJEMPLOS COMPARATIVOS

EJEMPLO # 1

Los datos del siguiente ejemplo fueron proporcionados por el CENAPRED, únicamente se cambiaron los gastos de pico con respecto al original. El sistema de colectores de Chalco se divide en un colector principal y dos subcolectores con una longitud total de 2104 metros. Los diámetros varían de 1.52 metros aguas abajo a 0.61 metros aguas arriba. La tubería es de concreto con un coeficiente de rugosidad de Manning de 0.014.

La red se divide en 14 tramos, con ocho hidrogramas de ingreso lateral y tres como condición de frontera aguas arriba de cada colector. Todos los hidrogramas de entrada son de tipo triangular, tienen un tiempo de 20 minutos en la rama de ascenso y 28 minutos en la descendente. El gasto pico es de $0.4 \text{ m}^3/\text{seg.}$ para los tramos comprendidos entre el dos y el ocho, mientras que en los tramos; 10, 12, 13 y 14 es de $0.1 \text{ m}^3/\text{seg.}$

El gasto base es igual a $0.005 \text{ m}^3/\text{seg.}$, el tiempo de calentamiento es de 36.25 minutos y se usa un intervalo de tiempo de 15 segundos. La condición de frontera en la descarga es con un tirante constante de 75 centímetros sobre la plantilla del tubo de descarga.

Los datos de elevación de plantilla, carga piezométrica inicial, elevación del terreno natural, longitud y diámetro de los tramos se presentan en las tablas 4a y 4b.

La numeración de tramos se presenta en la figura 5. Obsérvese que la condición de frontera tiene el número cero y que el tramo uno se conecta, invariablemente, al tramo cero. La secuencia de la numeración restante es siempre hacia aguas arriba.

COLECTORES DEL SISTEMA CHALCO

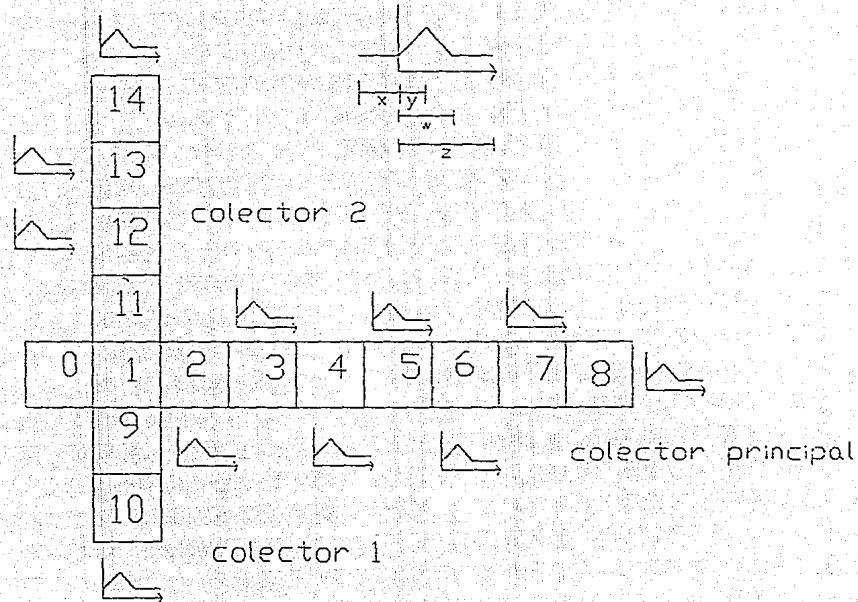


FIGURA 5

DATOS DEL EJEMPLO No. 1

TABLA 4a CARGAS DE POSICION, ELEVACION LOMO DEL TUBO, CARGA PIEZOMETRICA Y DE TERRENO NATURAL.

TRAMO	CARGA DE POSICION	ELEVACION LOMO TUBO	C. PIEZOM INICIAL	ELEVACION T. NAT.	GASTO PICO M3/SEG.
0	29.93	31.45	30.68	33	*
1	29.96	31.48	29.98	32.5	*
2	30.2	31.72	30.23	32.54	0.4
3	30.47	31.99	30.49	32.9	0.4
4	30.55	32.07	30.58	33.04	0.4
5	30.63	32.15	30.66	33.25	0.4
6	30.96	32.48	31	33.27	0.4
7	31.46	32.53	31.56	33.26	0.4
8	31.83	32.74	32.23	33.45	0.4
9	30.05	30.81	30.09	32.52	*
10	30.21	30.82	30.24	32.85	0.1
11	30.17	30.93	30.21	32.32	*
12	30.66	31.42	30.69	32.13	0.1
13	31.1	31.86	31.14	33.06	0.1
14	31.33	31.94	31.38	32.89	0.1

TABLA 4b LONGITUD DE TRAMOS Y DIAMETROS

TRAMO	LONGITUD	DIAMETRO
0-1	65	1.52
1-2	85	1.52
2-3	177	1.52
3-4	162	1.52
4-5	195	1.52
5-6	197	1.52
6-7	134	1.07
7-8	111	0.91
1-9	167	0.76
9-10	164	0.61
1-11	172	0.76
11-12	160	0.76
12-13	164	0.76
13-14	151	0.61

RESULTADOS DEL EJEMPLO 1

En las tablas 5 a 7 se presentan los resultados de la simulación referentes a cargas piezométricas, tirantes y gastos para todos los tramos de la red en diferentes tiempos de simulación. Se observa que en ningún momento existen gastos negativos debido a que nunca el nivel de la carga piezométrica aguas abajo es mayor que el de aguas arriba.

El funcionamiento del sistema de colectores es a presión en algunos tramos y a superficie libre en otros, pero no existen derrames de agua. Para comprobar la ecuación de continuidad de todo el sistema se obtuvo el volumen del hidrograma de entrada y el de salida (tabla 7b y gráfica 11). El volumen del hidrograma de entrada al transcurso de 156 minutos es de 5164.959 m³; mientras que el volumen del hidrograma de salida es igual a 5101.432 m³. La diferencia entre los dos volúmenes es de 1.2%, lo que comprueba la ecuación de continuidad.

En las gráficas 2 a 10 se presentan la elevación de las cargas pizométricas para los tres colectores del sistema Chalco en diferentes tiempos de cálculo. En el tiempo igual a 10 minutos se observa que el sistema trabaja a superficie libre, a los 30 minutos los colectores entran en carga y a los 70 minutos, cuando la avenida ya ha transcurrido, funcionan a superficie libre.

TABLA 5

ELEVACION DE CARGAS PIEZOMETRICAS PARA DIFERENTES TIEMPOS DE SIMULACION. SE OBSERVA QUE EN NINGUN TRAMO Y TIEMPO DE CALCULO SE PRESENTA UNA CARGA PIEZOMETRICA MAYOR QUE EL NIVEL DEL TERRENO NATURAL, POR LO CUAL NO EXISTEN DERRAMES.

TRAMO	PLANTILLA	LOMO TUBO	T. NAT.	T=10 MIN	T=20 MIN	T=30 MIN	T=40 MIN	T=50 MIN	T=70 MIN	T=110 MIN
0	29.93	31.45	33	30.68	30.68	30.68	30.68	30.68	30.68	30.68
1	29.96	31.48	32.5	30.71	30.89	31.06	30.92	30.71	30.68	30.68
2	30.2	31.72	32.54	30.73	30.97	31.15	30.98	30.72	30.68	30.68
3	30.47	31.99	32.9	30.84	31.27	31.41	31.23	30.94	30.68	30.68
4	30.55	32.07	33.04	30.97	31.46	31.57	31.38	31.07	30.75	30.7
5	30.63	32.15	33.25	31.12	31.58	31.67	31.45	31.11	30.79	30.76
6	30.96	32.48	33.27	31.36	31.67	31.72	31.48	31.12	30.99	31
7	31.46	32.53	33.26	31.74	31.85	31.79	31.59	31.49	31.6	31.54
8	31.83	32.74	33.45	32.06	31.21	32.15	32.12	31.98	31.84	31.85
9	30.05	30.81	32.52	30.71	30.9	31.07	30.92	30.72	30.68	30.68
10	30.21	30.82	32.85	30.72	30.95	31.09	30.92	30.73	30.68	30.68
11	30.17	30.93	32.32	30.72	30.91	31.14	30.99	30.71	30.68	30.68
12	30.66	31.42	32.13	30.77	30.96	31.19	31.02	30.71	30.67	30.68
13	31.1	31.86	33.08	31.33	31.41	31.27	31.19	31.2	31.24	31.21
14	31.33	31.94	32.89	31.48	31.57	31.58	31.55	31.46	31.35	31.35

TABLA 6 TIRANTES EN LOS TRAMOS DEL SISTEMA DE COLECTORES PARA DIFERENTES TIEMPOS. SE OBSERVA QUE EN ALGUNOS TRAMOS EL FUNCIONAMIENTO ES A SUPERFICIE LIBRE Y EN OTROS TRABAJA A PRESION.

		T=10 MIN	T=20 MIN	T=30 MIN	T=40 MIN	T=50 MIN	T=60 MIN	T=110 MIN
TRAMO	DIAMETRO	METROS	METROS	METROS	METROS	METROS	METROS	METROS
0-1	1.52	0.749	0.838	0.923	0.855	0.752	0.735	0.735
1-2	1.52	0.639	0.848	1.023	0.871	0.637	0.599	0.599
2-3	1.52	0.449	0.787	0.946	0.769	0.496	0.359	0.346
3-4	1.52	0.395	0.856	0.982	0.791	0.496	0.267	0.182
4-5	1.52	0.458	0.931	1.032	0.822	0.499	0.269	0.139
5-6	1.52	0.449	0.833	0.899	0.671	0.318	0.127	0.084
6-7	1.07	0.341	0.552	0.546	0.327	0.095	0.0679	0.059
7-8	0.91	0.253	0.386	0.324	0.211	0.091	0.081	0.0458
1-9	0.76	0.704	0.76	0.76	0.76	0.711	0.677	0.675
9-10	0.61	0.587	0.61	0.61	0.61	0.593	0.555	0.549
1-11	0.76	0.649	0.76	0.76	0.76	0.647	0.618	0.615
11-12	0.76	0.329	0.521	0.2173	0.594	0.298	0.279	0.265
12-13	0.76	0.168	0.303	0.354	0.228	0.077	0.0965	0.068
13-14	0.61	0.178	0.273	0.214	0.155	0.116	0.1	0.068

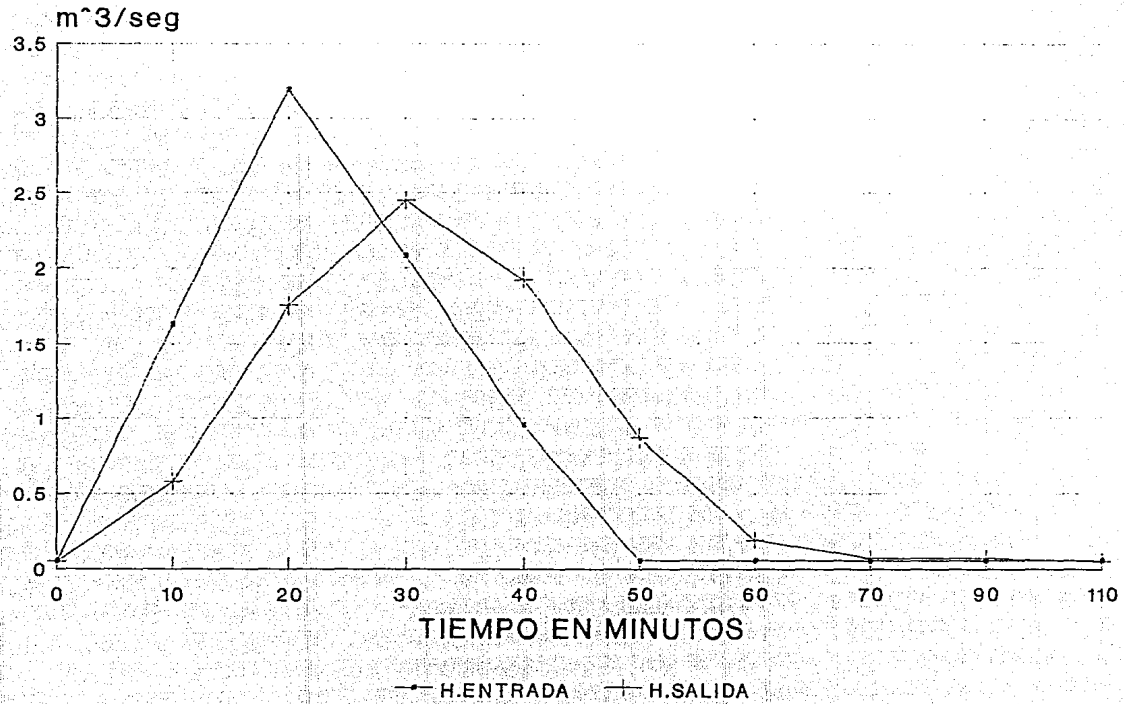
TABLA 7a PRESENTACION DE GASTOS EN LOS TRAMOS DEL SISTEMA DE COLECTORES
SE OBSERVA QUE NO EXISTEN DERRAMES EN NINGUN TRAMO

	T=10 MIN	T=20 MIN	T=30 MIN	T=40 MIN	T=50 MIN	T=60 MIN	T=110 MIN
TRAMO	M ³ /SEG	M ³ /SEG	M ³ /SEG	M ³ /SEG	M ³ /SEG	M ³ /SEG	M ³ /SEG
0-1	0.5757	1.7354	2.452	1.9232	0.869	0.2	0.052
1-2	0.475	1.585	2.159	1.6124	0.711	0.183	0.035
2-3	0.3205	1.429	1.869	1.3309	0.594	0.182	0.0303
3-4	0.2513	1.274	1.557	1.0689	0.439	0.128	0.0253
4-5	0.3243	1.1404	1.229	0.7871	0.261	0.065	0.02
5-6	0.4669	1.003	0.888	0.495	0.0911	0.024	0.0149
6-7	0.3452	0.7371	0.574	0.279	0.026	0.013	0.0978
7-8	0.1635	0.37	0.272	0.125	0.022	0.015	0.0467
1-9	0.0422	0.0988	0.0669	0.0329	0.018	0.028	0.0481
9-10	0.0463	0.0988	0.0669	0.0329	0.011	0.0038	0.0489
1-11	0.0724	0.127	0.218	0.225	0.098	0.0163	0.0123
11-12	0.0872	0.2035	0.2173	0.178	0.053	0.0208	0.0133
12-13	0.062	0.1856	0.1475	0.0836	0.013	0.0202	0.0098
13-14	0.0335	0.0822	0.0681	0.0386	0.014	0.0109	0.005

TABLA 7b SE PRESENTAN LOS VALORES DEL HIDROGRAMA DE
ENTRADA-SALIDA DEL SISTEMA DE COLECTORES

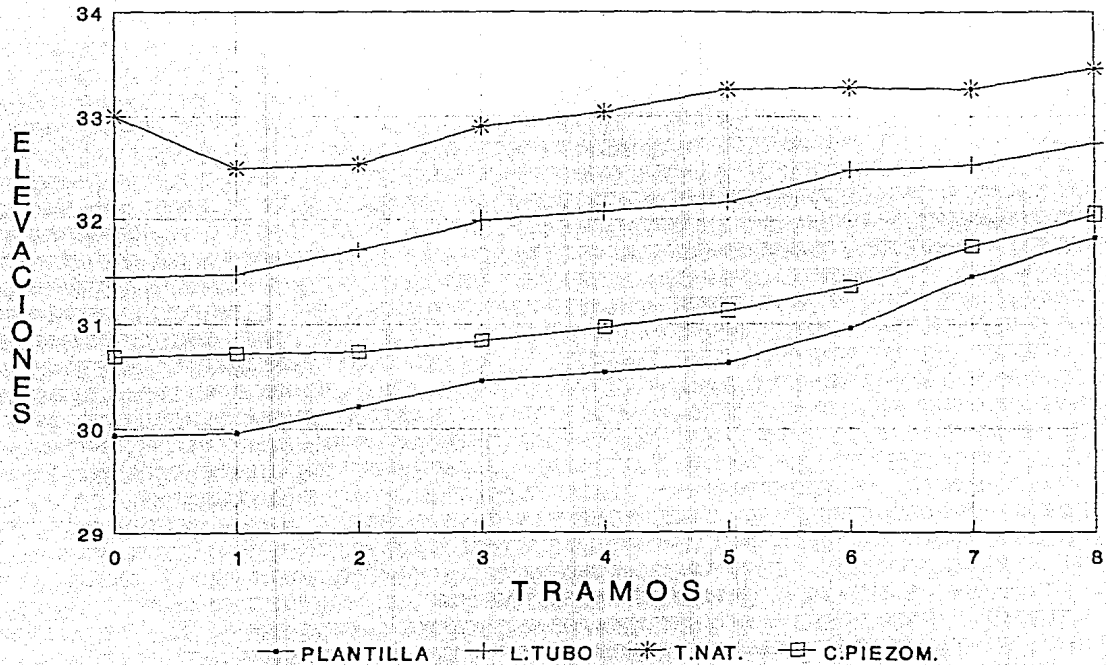
TIEMPO	HIDROGRAMA	HIDROGRAMA
MINUTOS	DE ENTRADA	DE SALIDA
	M3/SEG.	M3/SEG
0	0.055	0.055
10	1.6275	0.5758
20	3.2	1.7354
30	2.0768	2.452
40	0.9536	1.923
50	0.055	0.869
60	0.055	0.2
70	0.055	0.0745
90	0.055	0.0678
110	0.055	0.052

HIDROGRAMA ENTRADA-SALIDA



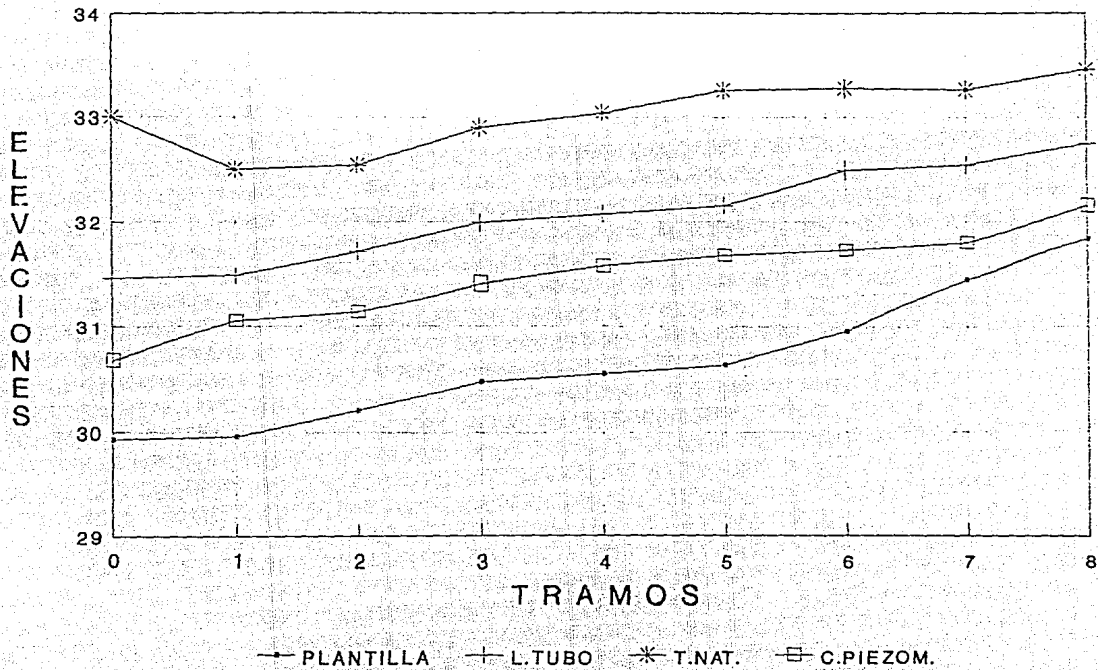
GRAFICA 1

CARGAS PIEZOMETRICAS COLECTOR PRINCIPAL T=10 MIN



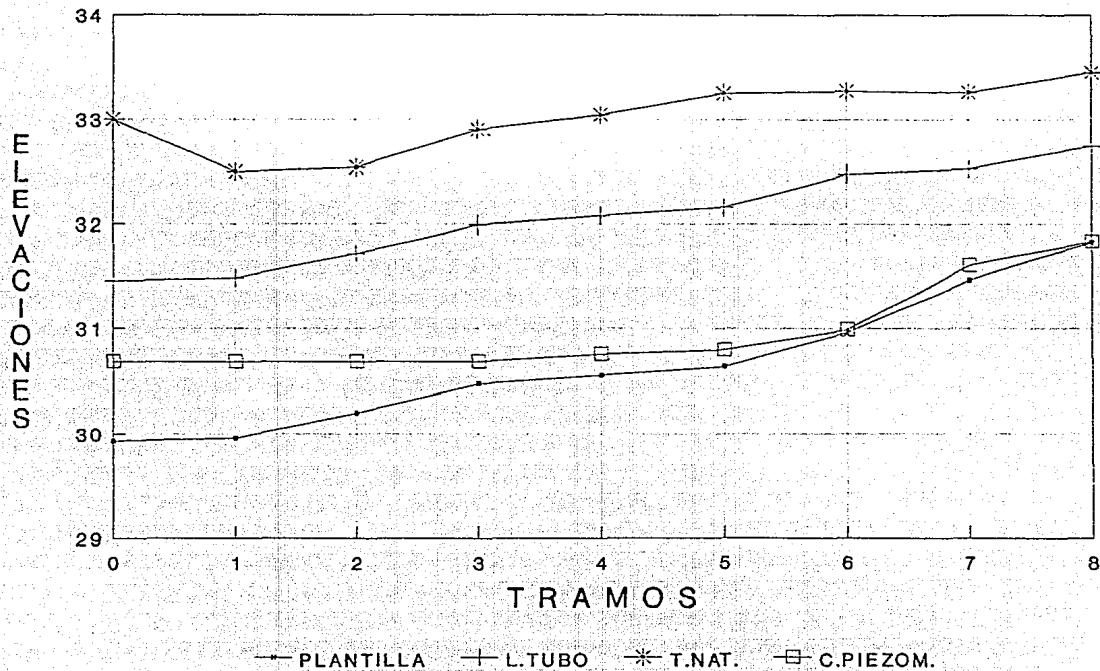
GRAFICA 2

CARGAS PIEZOMETRICAS COLECTOR PRINCIPAL T=30 MIN



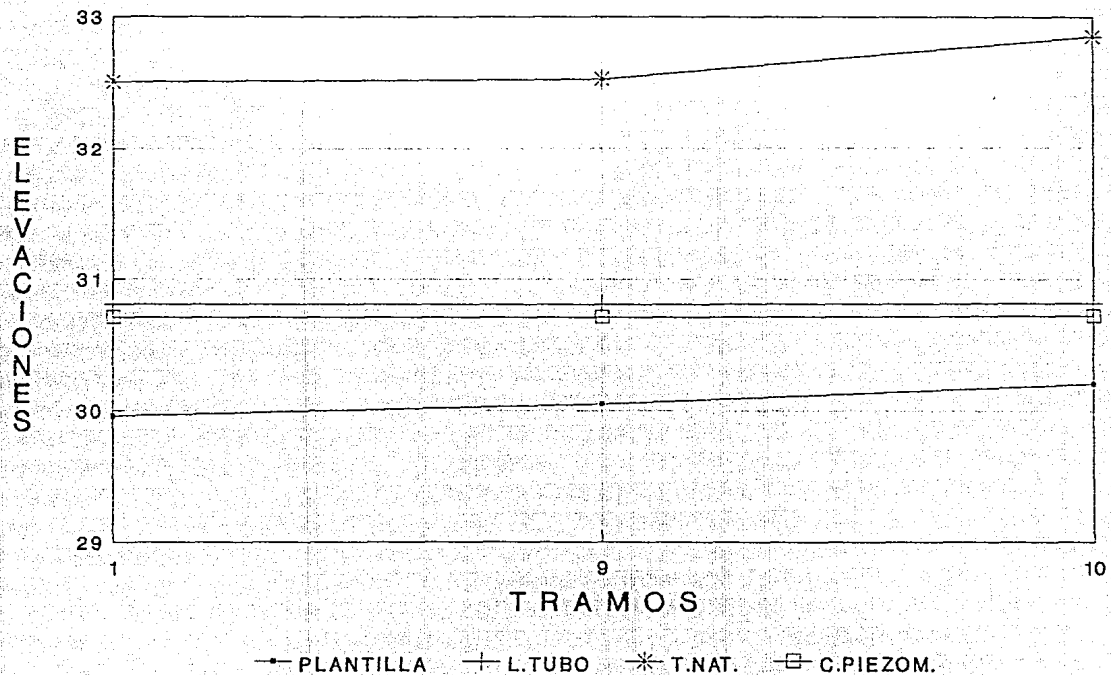
GRAFICA 3

CARGAS PIEZOMETRICAS COLECTOR PRINCIPAL T=70 MIN



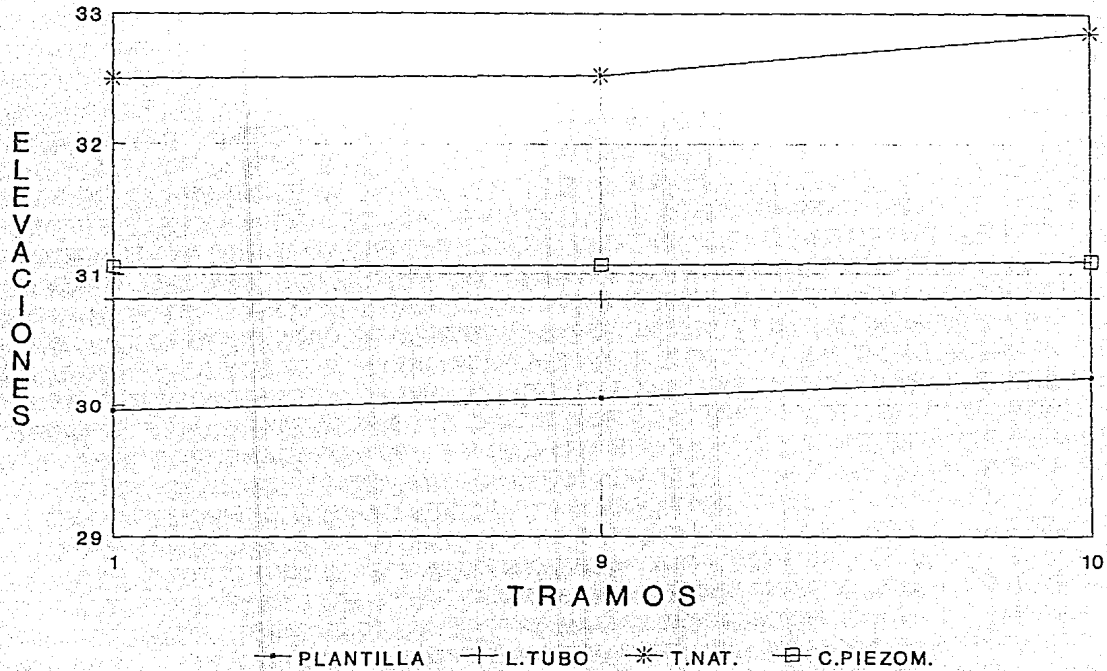
GRAFICA 4

CARGAS PIEZOMETRICAS COLECTOR 1 T=10 MIN



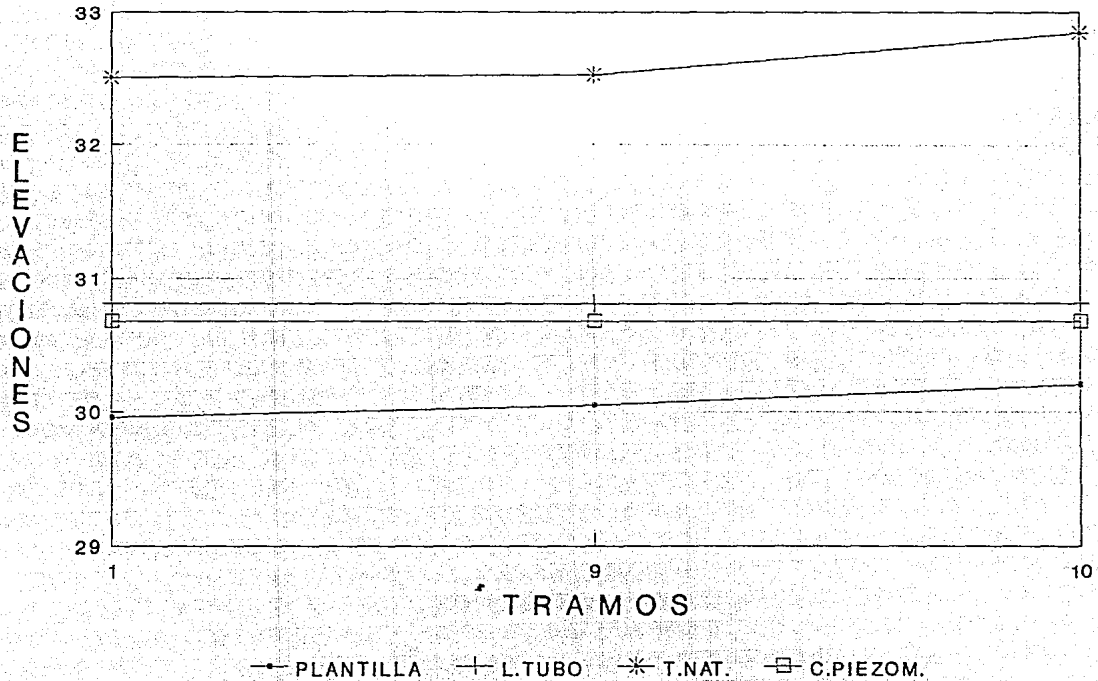
GRAFICA 5

CARGAS PIEZOMETRICAS COLECTOR 1 T=30 MIN



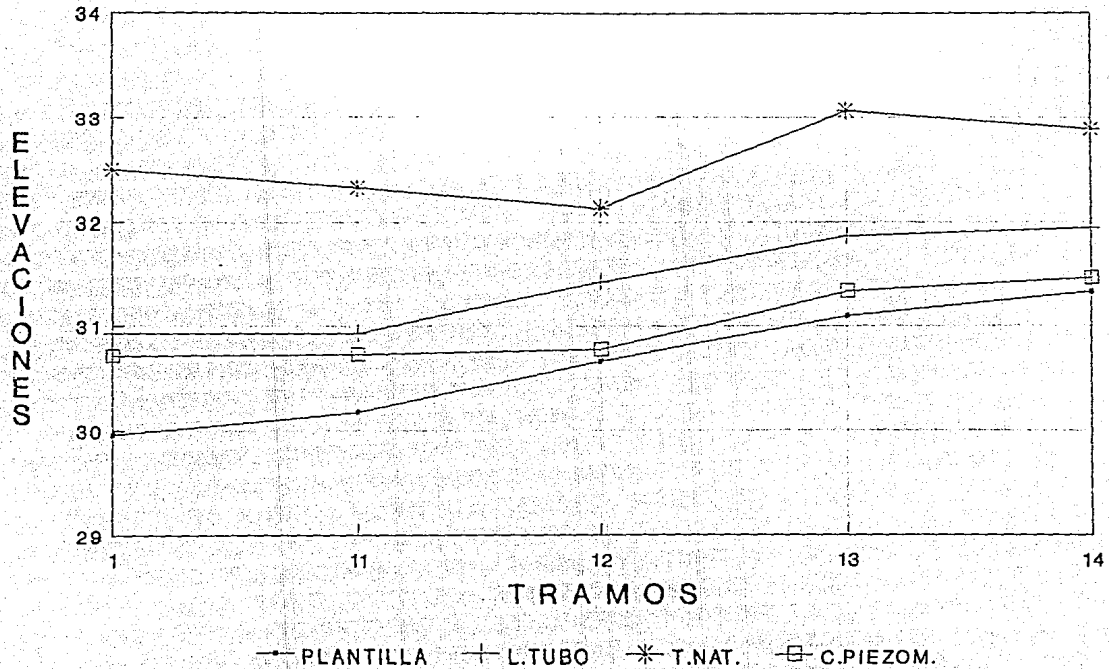
GRAFICA 6

CARGAS PIEZOMETRICAS COLECTOR 1 T=70 MIN



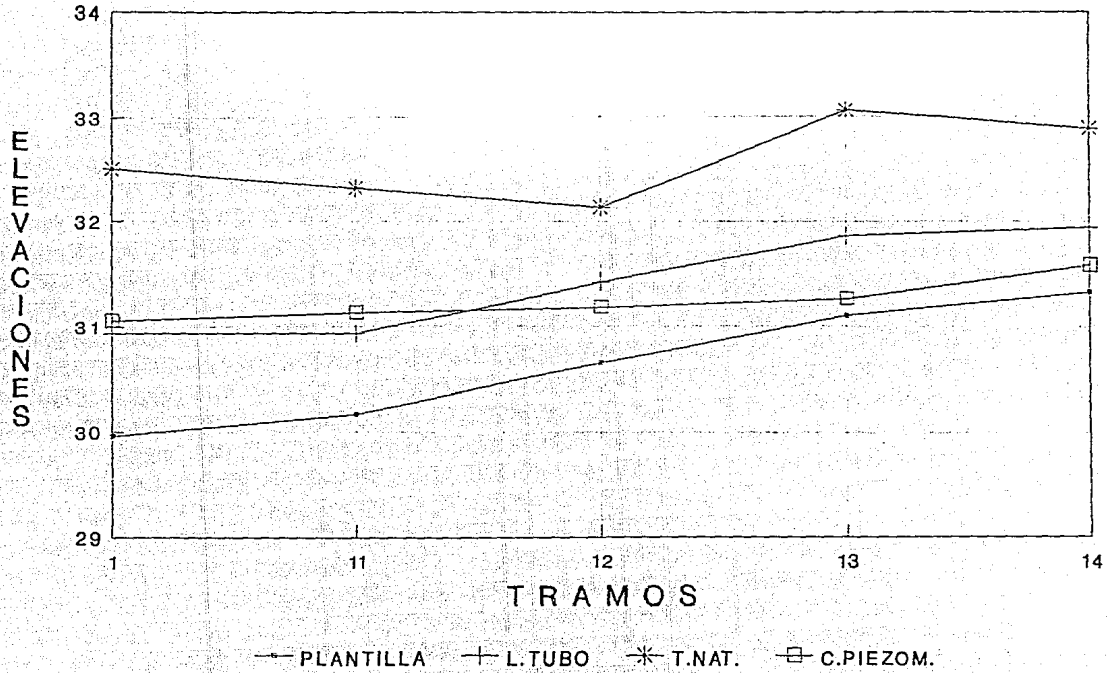
GRAFICA 7

CARGAS PIEZOMETRICAS COLECTOR 2 T=10 MIN



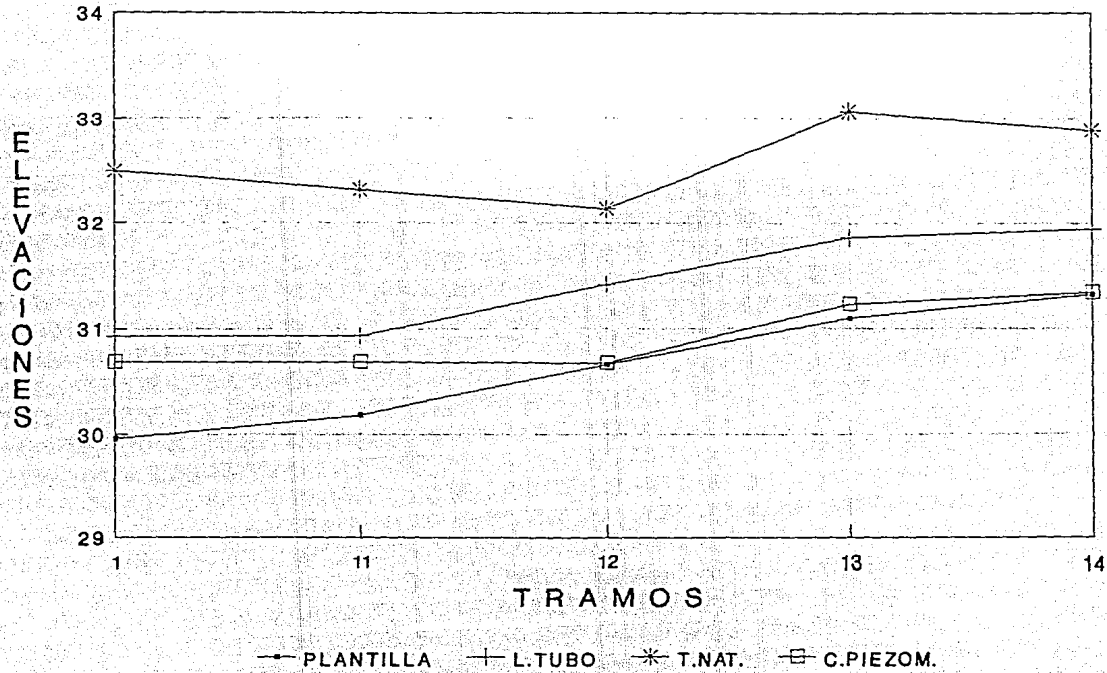
GRAFICA 8

CARGAS PIEZOMETRICAS COLECTOR 2 T=30 MIN



GRAFICA 9

CARGAS PIEZOMETRICAS COLECTOR 2 T=70 MIN



GRAFICA 10

Ejemplo # 2

La red del sistema de colectores es la misma que la del ejemplo 1, únicamente se toman los valores originales proporcionados por el CENAPRED para poder realizar la comparación de resultados con el modelo TUAVE, los gastos de pico para cada hidrograma de la red se muestran en la tabla 5.

El gasto base es igual a $0.005 \text{ m}^3/\text{seg}$, el tiempo de calentamiento es de 36.25 minutos y se usa un intervalo de tiempo de 15 segundos. La condición de frontera en la descarga es con un tirante constante de 75 cm.

Los datos de elevación de plantilla, carga piezométrica inicial, elevación del terreno natural, longitud y diámetro de los tramos se presentan en las tablas 8a y 8b. La numeración de tramos se presenta en la figura 5.

DATOS DEL EJEMPLO 2

TABLA 8a CARGAS DE POSICION, ELEVACION LOMO DEL TUBO, CARGA PIEZOMETRICA Y DE TERRENO NATURAL.

TRAMO	CARGA DE POSICION	ELEVACION LOMO TUBO	C. PIEZOM. INICIAL	ELEVACION T. NAT.	GASTO PICO M3/SEG.
0	29.93	31.45	30.68	33	*
1	29.96	31.48	29.98	32.5	*
2	30.2	31.72	30.23	32.54	0.364
3	30.47	31.99	30.49	32.9	0.847
4	30.55	32.07	30.58	33.04	0.964
5	30.63	32.15	30.66	33.25	0.948
6	30.96	32.48	31	33.27	0.932
7	31.46	32.53	31.56	33.26	0.722
8	31.83	32.74	32.23	33.45	1.341
9	30.05	30.81	30.09	32.52	*
10	30.21	30.82	30.24	32.85	0.035
11	30.17	30.93	30.21	32.32	*
12	30.66	31.42	30.69	32.13	0.069
13	31.1	31.86	31.14	33.06	0.068
14	31.33	31.94	31.38	32.89	0.058

TABLA 8b LONGITUD DE TRAMOS Y DIAMETROS

TRAMO	LONGITUD	DIAMETRO
0-1	65	1.52
1-2	85	1.52
2-3	177	1.52
3-4	162	1.52
4-5	195	1.52
5-6	197	1.52
6-7	134	1.07
7-8	111	0.91
1-9	167	0.76
9-10	164	0.61
1-11	172	0.76
11-12	160	0.76
12-13	164	0.76
13-14	151	0.61

RESULTADOS DEL EJEMPLO 2

Los resultados de la simulación para el método alternativo se presentan en las tablas 9 a 11, se observa que en algunos tramos el nivel de la carga piezométrica alcanza el nivel del terreno natural y provoca derrames (gráfica 12). Los gastos en algunos tramos son con signo negativo debido principalmente a que en las uniones del colector principal el nivel de la carga piezométrica es mayor que la de los colectores secundarios que se unen a éste.

En las tablas 12 y 13 se realiza una comparación entre los dos modelos de simulación: el TUAVE y el método alternativo, referente al nivel de cargas piezométricas y gastos en el sistema de colectores.

La mayor diferencia del gasto en los tramos de la red se presenta en la unión del colector principal con sus ramales (tabla 12b), un motivo por el cual se presenta esta diferencia radica en la forma en que se soluciona el sistema de ecuaciones; el modelo TUAVE utiliza el método tridiagonal que resuelve primero el colector principal y después los ramales en el mismo intervalo de tiempo, al usar como condición de frontera las cargas piezométricas calculadas previamente en los cruces. El método alternativo utiliza el método de Crout que calcula todo el sistema de colectores en forma completa.

En las gráficas 12 a 14 se presentan las elevaciones de las cargas piezométricas, terreno natural y lomo del tubo para los tres colectores del sistema Chalco, el tiempo en que ocurre el

gasto máximo es de 31 minutos para el modelo TUAVE y 36.75 minutos para el método alternativo. Se observa que el nivel de la carga piezométrica para el modelo TUAVE y el método alternativo se asemejan al funcionar el colector a superficie libre pero al entrar a presión existe una diferencia apreciable; ya que el modelo TUAVE utiliza la ranura de Preissmann para simular el funcionamiento hidráulico a presión, mientras que el método alternativo evalúa el flujo a presión eliminando de la ecuación de Preissmann conservativa los términos de almacenaje.

En la simulación del ejemplo la elevación de la carga piezométrica para el modelo TUAVE es siempre mayor que la del método alternativo, en el transcurso del cálculo la carga piezométrica asciende más rápido para el esquema de la ranura de Preissmann que para el método alternativo, debido a que en el primero se toma en cuenta el término de almacenaje y en el segundo éste desaparece.

Una diferencia importante de la simulación se presenta en los primeros 16 minutos del tránsito de la avenida, que es cuando el colector está funcionando a presión y además tiene derrames en algunos tramos (tabla 13b). El modelo TUAVE permite introducir áreas de inundación, mientras que el método alternativo considera que el agua al llegar al nivel del terreno natural comienza a derramarse lo que origina que se presenten cargas piezométricas diferentes para los dos modelos y por lo tanto gastos diferentes.

En la tabla 12b se observa que el gasto máximo para el método

alternativo se presenta 6 minutos posteriores al tiempo en que ocurre el gasto máximo para el modelo TUA VE, por lo cual, el primer método tiene más regulación y menor gasto de descarga que el segundo método.

En el hidrograma de entrada-salida del sistema de colectores (gráfica 11), existe una disminución del gasto de salida en el tiempo comprendido entre los 20 y 36 minutos de cálculo debido a que en este lapso existen derrames importantes, una comparación del hidrograma mencionado se puede hacer con el ejemplo 1, donde no existen derrames y el hidrograma de salida no tiene esta curvatura hacia abajo.

TABLA 9 ELEVACION DE CARGAS PIEZOMETRICAS PARA DIFERENTES TIEMPOS DE SIMULACION. EN ALGUNOS TRAMOS DEL SISTEMA DE COLECTORES EXISTEN DERRAMES

TRAMO	PLANTILLA	LOMO TUBO	T. NAT.	T=20 MIN	T=36.75 MIN	T=48 MIN
0	29.93	31.45	33	30.68	30.68	30.68
1	29.96	31.48	32.5	31.24	31.25	30.99
2	30.2	31.72	32.54	31.39	31.39	31.06
3	30.47	31.99	32.9	31.69	31.72	31.3
4	30.55	32.07	33.04	31.81	31.92	31.44
5	30.63	32.15	33.25	31.96	32.06	31.5
6	30.96	32.48	33.27	31.31	32.13	31.5
7	31.46	32.53	33.26	31.83	32.28	31.52
8	31.83	32.74	33.45	32.7	32.4	32.01
9	30.05	30.81	32.52	31.24	31.25	30.99
10	30.21	30.82	32.85	31.25	31.25	30.98
11	30.17	30.93	32.32	31.26	31.25	31.04
12	30.66	31.42	32.13	31.27	31.26	31.06
13	31.1	31.86	33.06	31.23	31.27	31.1
14	31.33	31.94	32.89	31.51	31.47	31.43

TABLA 10 TIRANTES EN LOS TRAMOS DEL SISTEMA DE COLECTORES PARA DIFERENTES TIEMPOS DE SIMULACION. SE OBSERVA QUE EN ALGUNOS TRAMOS EL FUNCIONAMIENTO ES A PRESION Y EN OTROS A SUPERFICIE LIBRE

TRAMO	DIAMETRO	T=20 MIN	T=36.75 MIN	T=48 MIN
		METROS	METROS	METROS
0-1	1.52	1.01	1.02	0.89
1-2	1.52	1.23	1.24	0.94
2-3	1.52	1.2	1.22	0.84
3-4	1.52	1.24	1.31	0.86
4-5	1.52	1.29	1.4	0.88
5-6	1.52	0.84	1.3	0.71
6-7	1.07	0.36	0.99	0.3
7-8	0.91	0.62	0.7	0.12
1-9	0.76	0.76	0.76	0.76
9-10	0.61	0.61	0.61	0.61
1-11	0.76	0.76	0.76	0.76
11-12	0.76	0.76	0.76	0.63
12-13	0.76	0.37	0.38	0.2
13-14	0.61	0.16	0.15	0.05

TABLA 11 GASTOS EN LOS TRAMOS DEL SISTEMA DE COLECTORES PARA DIFERENTES TIEMPOS

TRAMO	T=20 MIN	T=36.75 MIN	T=48 MIN
	M ³ /SEG	M ³ /SEG	M ³ /SEG
0-1	3.062	3.11	2.184
1-2	3.164	2.999	1.892
2-3	2.832	2.842	1.572
3-4	1.766	2.424	1.242
4-5	1.056	1.967	0.854
5-6	-0.146	1.478	0.429
6-7	0.0085	1.042	0.181
7-8	-0.276	0.633	0.0413
1-9	0.0346	0.0173	0.0527
9-10	0.0346	0.0173	0.0053
1-11	-0.0622	0.099	0.183
11-12	-0.0622	0.099	0.125
12-13	0.127	0.0656	0.0379
13-14	0.0352	0.0306	0.0044

TABLA 12a TIEMPO EN QUE SE PRESENTA LA CARGA
PIEZOMETRICA MAXIMA COMPARADO CON EL MODELO
DE SIMULACION TUAVE

TRAMO	E L E V A C I O N E S			T=31 MIN	T=36.75 MIN
	PLANTILLA	LOMO TUBO	T. NAT.	C. TUAVE	C. EJEMPLO
0	29.93	31.45		30.85	30.68
1	29.96	31.48	32.5	31.24	31.24
2	30.2	31.72	32.54	31.48	31.38
3	30.47	31.99	32.9	31.83	31.72
4	30.55	32.07	33.04	32.13	31.92
5	30.63	32.15	33.25	32.31	32.06
6	30.96	32.48	33.27	32.81	32.13
7	31.46	32.53	33.26	33.26	32.28
8	31.83	32.74	33.45	33.45	32.4
9	30.05	30.81	32.52	31.29	31.25
10	30.21	30.82	32.85	31.3	31.25
11	30.17	30.93	32.32	31.28	31.25
12	30.66	31.42	32.13	31.28	31.26
13	31.1	31.86	33.06	31.31	31.27
14	31.33	31.94	32.89	31.55	31.47

TABLA 12b GASTOS MAXIMOS EN LOS TRAMOS DEL SISTEMA
DE COLECTORES COMPARADOS CON EL MODELO TUAVE

TRAMO	TUAVE	EJEMPLO	RELACION
	T=31 MIN	T=36.75 MIN	
	M ³ /SEG	M ³ /SEG	TUAVE/EJEM.
0-1	3.35	3.11	1.08
1-2	3.63	3.00	1.21
2-3	3.30	2.84	1.16
3-4	2.65	2.42	1.09
4-5	1.97	1.97	1.00
5-6	1.37	1.48	0.93
6-7	1.14	1.04	1.09
7-8	1.03	0.63	1.63
9-1	0.33	0.02	16.50
9-10	0.17	0.02	8.50
11-1	0.27	0.10	2.73
11-12	0.18	0.10	1.82
12-13	0.12	0.07	1.83
13-14	0.06	0.03	1.96

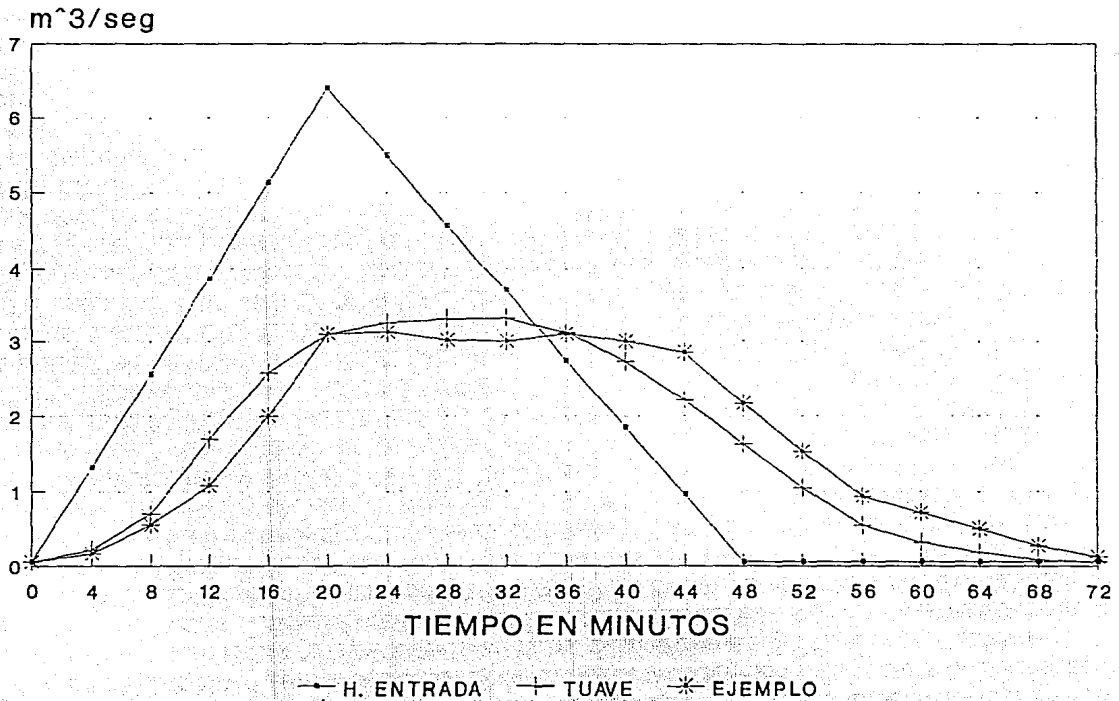
TABLA 13a SE PRESENTA LA SUMA DE LOS HIDROGRAMAS DE INGRESO AL SISTEMA (HIDROGRAMA TRIANGULAR) Y DEL HIDROGRAMA DE SALIDA

TIEMPO	HIDROGRAMA	Q TUAVE	Q EJEMPLO	RELACION
MIN.	m ³ /seg.	m ³ /seg.	m ³ /seg.	TUAVE/ EJEMP.
0	0.055	0.055	0.055	1.00
4	1.324	0.22	0.17	1.29
8	2.57	0.7	0.55	1.27
12	3.86	1.7	1.08	1.57
16	5.13	2.59	2.01	1.29
20	6.4	3.1	3.06	1.01
22	5.9	3.163	3.12	1.01
24	5.49	3.26	3.13	1.04
26	5.04	3.26	3.04	1.07
28	4.55	3.31	3.02	1.10
30	4.14	3.33	3.00	1.11
32	3.68	3.32	3.00	1.11
34	3.2	3.24	3.05	1.06
36	2.75	3.12	3.10	1.01
38	2.3	2.96	3.09	0.96
40	1.85	2.74	3.00	0.91
42	1.4	2.48	2.86	0.87
44	0.96	2.22	2.68	0.83
46	0.5	2.02	2.45	0.82
48	0.055	1.64	2.18	0.75
56	0.055	0.543	0.93	0.58

TABLA 13b DERRAME EN M³ Y EN PORCIENTO DE LOS TRAMOS CONFLICTIVOS

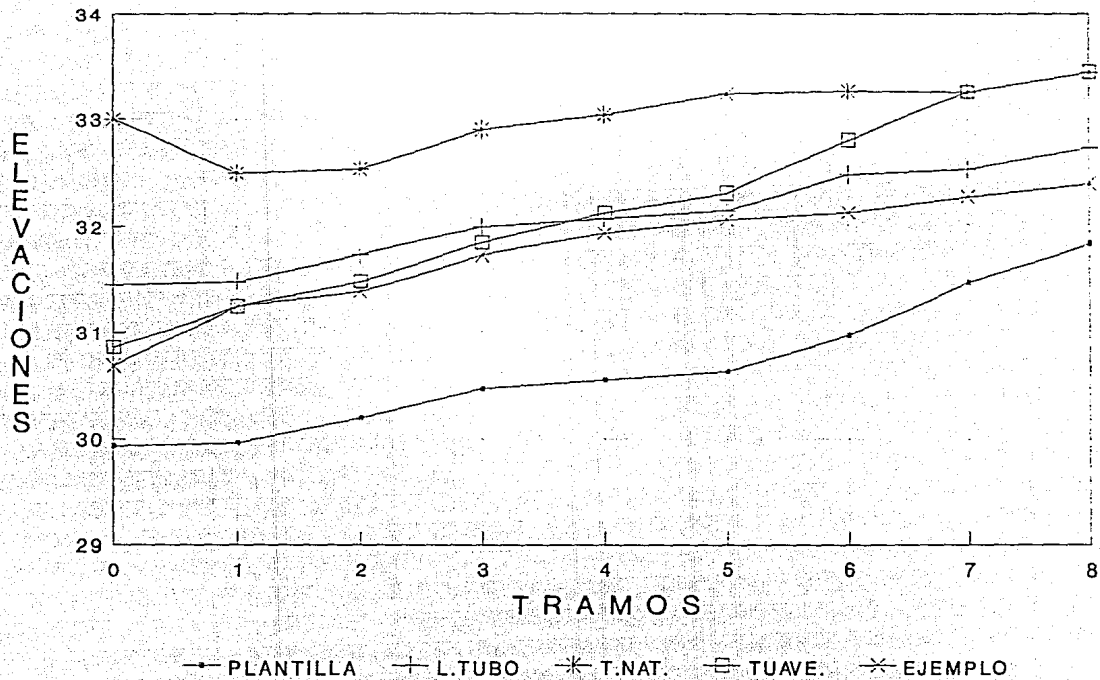
TRAMO	DERRAME (M ³)	DERRAME (%)
6	15.63	23.12
7	33.01	48.84
8	18.96	28.04

HIDROGRAMA ENTRADA-SALIDA



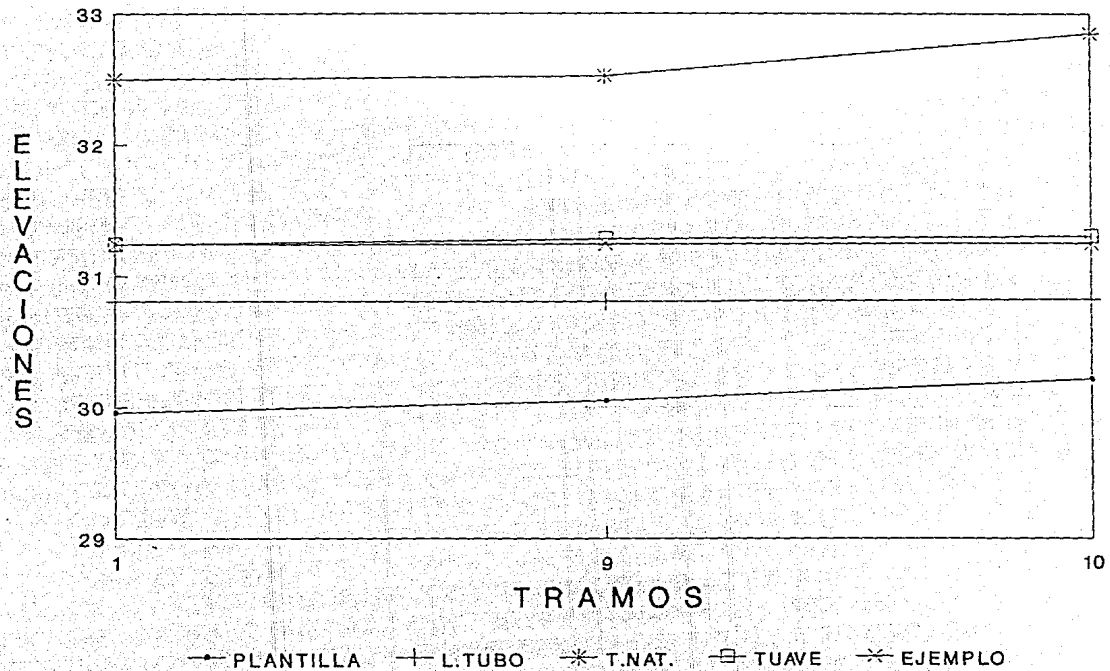
GRAFICA 11

CARGAS PIEZOMETRICAS COLECTOR PRINCIPAL



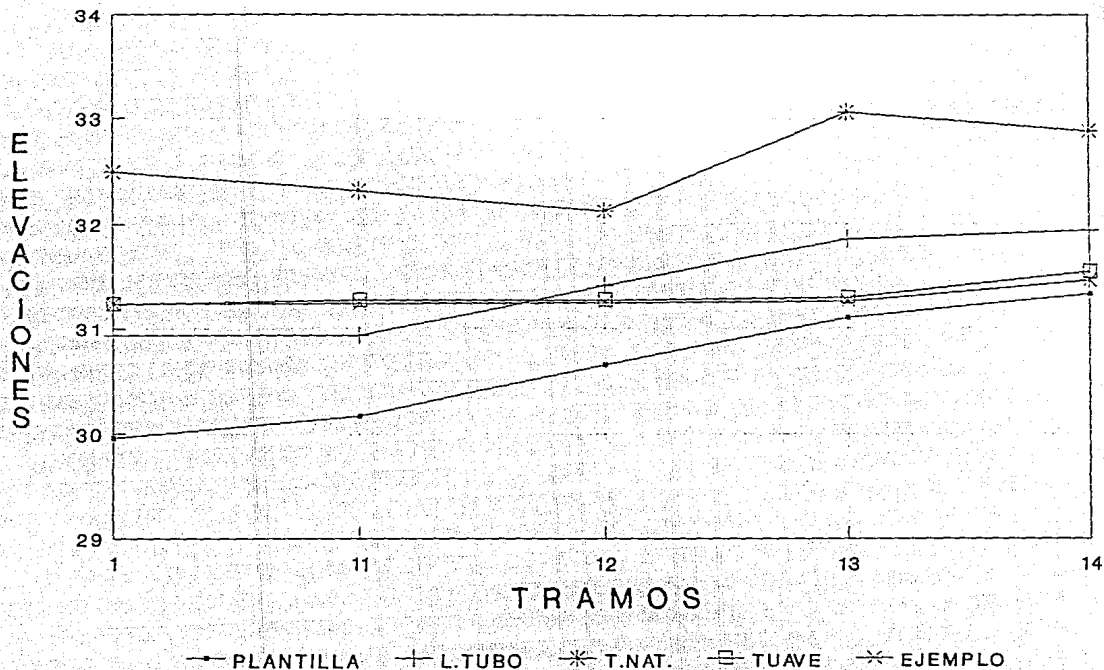
GRAFICA 12

CARGAS PIEZOMETRICAS COLECTOR 1



GRAFICA 13

CARGAS PIEZOMETRICAS COLECTOR 2



GRAFICA 14

Ejemplo # 3

Los datos del ejemplo fueron proporcionados por la División de Estudios de Posgrado de la UNAM, el sistema Chimalhuacan etapa II se divide en un colector principal y tres subcolectores con una longitud total de 6059 metros. Los diámetros varían de 1.83 metros aguas abajo a 0.61 metros aguas arriba, la tubería es de concreto con un coeficiente de rugosidad de Manning de 0.014

La red se divide en 32 tramos, con 22 hidrogramas de ingreso lateral y cuatro como condición de frontera aguas arriba de cada colector. Todos los hidrogramas de entrada son de tipo trapecial y tienen tiempos diferentes en las ramas de ascenso y descenso para cada uno de ellos.

El gasto base es igual a $0.005 \text{ m}^3/\text{seg}$, el tiempo de calentamiento es de 25 minutos y se utiliza un intervalo de tiempo de 30 segundos.

El desfogue del sistema es a una planta de tratamiento, pero la descarga es siempre libre (tirante crítico). Para una comparación de resultados más real con el programa TUAVE, se usaron elevaciones del terreno natural muy altas en los puntos donde el TUAVE no permite tener áreas de inundación (en las confluencias que tienen ingreso de hidrogramas).

Los datos de elevación de plantilla, carga piezométrica inicial, elevación del terreno natural, longitud y diámetro de los tramos, así como tiempo de los hidrogramas de ingreso al sistema se presentan en la tabla 14 y 15, mientras que la numeración de los tramos se muestra en la figura 6.

SISTEMA CHIMALHUACAN ETAPA 2

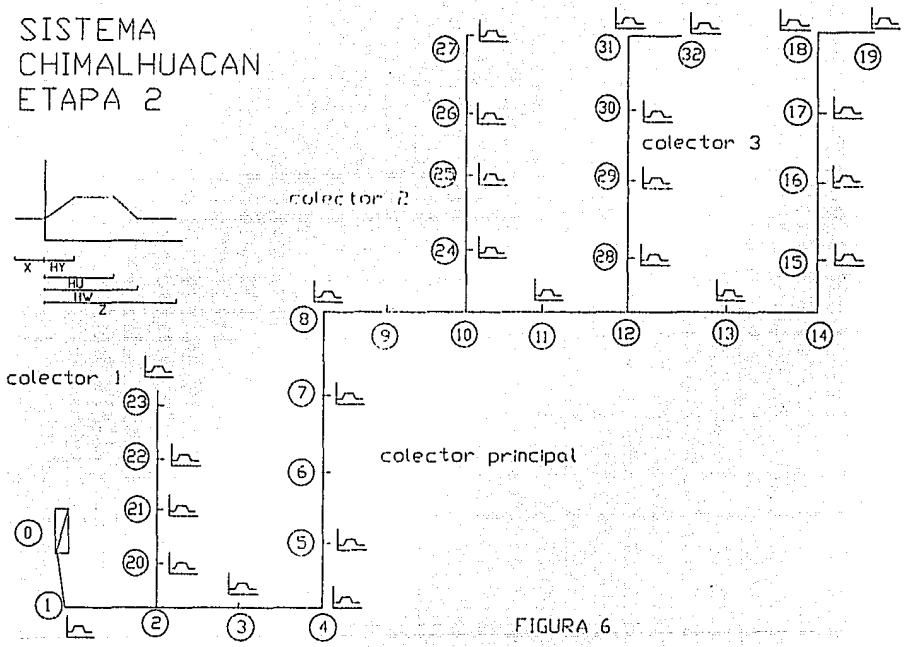
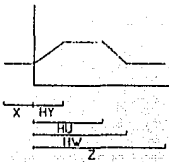


FIGURA 6

TABLA 14 CARGAS DE POSICION Y PIEZOMETRICAS ELEVACIONES DE TERRENO NAT.
 TIEMPO Y GASTOS DE ENTRADA DE LOS HIDROGRAMAS TRAPECIALES EN LOS TRAMOS.

TRAMO	CARGA DE POSICION	LOMO DEL TUBO	C. PIEZOM. INICIAL	T. NAT.	TIEMPO EN MINUTOS DE LOS HIDROGRAMAS DE ENTRADA			GASTO PICO M3/SEG.
					HY	HU	HW	
0	29.94	31.77	29.95	36	*	*	*	
1	30.07	31.9	30.16	35.4	40.28	58.32	114.71	1.03
2	30.26	32.09	30.35	35.42	*	*	*	*
3	30.42	32.25	30.48	35.43	60.38	60.38	119.03	0.73
4	30.57	32.4	30.65	35.47	25.42	36.64	72.23	0.35
5	30.65	32.48	30.73	35.5	25.78	37.64	73.71	0.35
6	30.76	32.59	30.83	35.4	*	*	*	*
7	30.9	32.73	30.97	35.25	23.89	35.07	69.52	0.27
8	31	32.83	31.07	35.18	30.56	44.79	87.56	0.33
9	31.15	32.98	31.21	35.3	*	*	*	*
10	31.35	33.18	31.41	35.4	*	*	*	*
11	31.56	33.39	31.61	35.5	45.83	67.14	131.31	0.84
12	31.81	33.03	31.86	35.53	*	*	*	*
13	32.11	33.33	32.14	35.57	45.69	67.1	131.07	0.89
14	32.41	33.63	32.43	35.65	*	*	*	*
15	32.76	33.52	32.79	36.7	21.53	31.26	61.4	0.18
16	33.09	33.85	33.11	36.75	21.25	31.12	60.87	0.16
17	33.36	34.12	33.39	36.75	21.11	30.48	60.03	0.17
18	33.53	34.29	33.55	36.75	21.67	31.33	61.66	0.19
19	33.74	34.35	33.76	36.75	26.11	37.81	74.36	0.35
20	31.28	32.04	31.39	36.45	21.39	31.19	61.14	0.18
21	31.63	32.39	31.73	36.45	21.39	31.19	61.14	0.17
22	32.06	32.82	32.15	36.4	21.53	31.26	61.4	1.81
23	32.51	33.12	32.57	36.4	23.61	34.23	67.28	0.41
24	31.91	32.67	31.95	36.43	23.33	34.08	66.75	0.44
25	32.58	33.19	32.62	36.43	20	28.87	56.87	0.06
26	33.08	33.69	33.12	36.47	26.11	37.81	74.36	0.36
27	33.25	33.86	33.29	36.53	25.83	37.65	73.82	0.25
28	32.78	33.54	32.79	36.6	26.94	39.11	76.83	0.36
29	33.19	33.95	33.23	36.6	20	28.87	56.87	0.06
30	33.43	34.19	33.44	35.6	26.11	37.81	74.36	0.25
31	33.6	34.36	33.64	35.55	20.97	30.41	59.77	0.16
32	33.79	34.55	33.8	35.5	26.67	38.94	76.28	0.41

TABLA 15 LONGITUDES Y DIAMETROS
DEL EJEMPLO 3

TRAMO	LONGITUD	DIAMETRO
(1,0)	257	1.83
(2,1)	164	1.83
(3,2)	254	1.83
(20,2)	176	0.76
(4,3)	200	1.83
(5,4)	210	1.83
(6,5)	230	1.83
(7,6)	215	1.83
(8,7)	200	1.83
(9,8)	192	1.52
(10,9)	207	1.52
(11,10)	212	1.52
(24,10)	225	0.76
(12,11)	200	1.22
(13,12)	200	1.22
(28,12)	210	0.76
(14,13)	200	1.22
(15,14)	212	0.76
(16,15)	160	0.76
(17,16)	165	0.76
(18,17)	175	0.76
(19,18)	157	0.61
(21,20)	164	0.76
(22,21)	164	0.61
(23,22)	220	0.61
(25,24)	160	0.61
(26,25)	170	0.61
(27,26)	120	0.61
(29,28)	160	0.76
(30,29)	165	0.76
(31,30)	175	0.76
(32,31)	140	0.61

ESTA TESIS NO DEBE
SALIR DE LA BIBLIOTECA

RESULTADOS DEL EJEMPLO 3

En las tablas 16 a 19 se realiza una comparación entre los dos modelos de simulación, referentes a elevación de cargas piezométricas, gastos, tirantes y derrames. En la tabla 17 se observa que la presentación del gasto máximo en los dos modelos ocurre a los 60 minutos y es este lapso de tiempo donde hay mayor diferencia de los gastos en la red; debido principalmente a que el sistema de colectores funciona a presión (gráficas 16, 17, 19, 20, 22, 23, 25 y 26) y es aquí cuando existe mayor diferencia entre los dos modelos de simulación ya que el modelo TUAVE utiliza la ranura de Preissmann para simular la entrada en presión de la tubería y el método alternativo usa la ecuación de Preissman conservativa despreciando los términos de almacenaje. Se observa que cuando funciona a presión el nivel de la carga piezométrica para el modelo TUAVE siempre se encuentra por arriba del que presenta el método alternativo, ya que el modelo TUAVE conserva los términos de almacenaje cuando la tubería funciona a presión.

En las figuras 18, 21, 24 y 27, el sistema de colectores trabaja a superficie libre y la elevación de las cargas piezométricas son semejantes para los dos modelos de simulación, debido a que el cálculo se realiza aplicando todos los términos de las ecuaciones de Saint-Venant (no desaparecen los términos de almacenaje).

Otra causa por la cual los gastos y cargas piezométricas son diferentes para los dos modelos radica en que el método alternativo no tiene áreas de inundación, al llegar la carga

piezométrica al nivel del terreno natural se derrama, mientras que el modelo TUAVE la carga piezométrica alcanza el nivel del terreno natural y se mantiene por arriba de ésta lo que origina que se tenga una carga piezométrica mayor que la del método alternativo y por lo tanto se origina un aumento del gasto en el tramo.

En la tabla 17 se anotan los gastos para diferentes tiempos de simulación, se observa que en los primeros 40 minutos existe una disminución apreciable del gasto de salida para el método alternativo debido a los importantes derrames que presenta, posteriormente el modelo TUAVE tiene mayor derrame que el primer método y al final de la simulación se tiene un derrame total acumulado (tabla 19b) de mayor volumen derramado para el modelo TUAVE, este volumen final se justifica ya que el nivel de la carga piezométrica para el modelo TUAVE asciende más rápido que para el método alternativo por lo cual se tienen mayores derrames y a la vez mayores gastos en cada tramo por el aumento de la carga piezométrica.

TABLA 16 CARGAS PIEZOMETRICAS DEL MODELO TUAVE Y DEL METODO ALTERNATIVO PARA DIFERENTES TIEMPOS

TRAMO	PLANTILLA	LOMO	TUAVE EJEMPLO		TUAVE EJEMPLO		TUAVE EJEMPLO		TUAVE	EJEMPLO	TUAVE	EJEMPLO	
		DEL	T. NAT.	CARGA	CARGA	CARGA	CARGA	CARGA	CARGA	CARGA	CARGA	CARGA	
				T=30 MIN	T=40 MIN	T=60 MIN	T=60 MIN	T=90 MIN	T=90 MIN	T=120 MIN	T=120 MIN	T=150 MIN	T=150 MIN
0	29.94	31.77	36	*	30.842	*	31.038	*	30.878	*	30.643	*	30.323
1	30.07	31.9	35.4	30.988	31.504	31.301	31.827	30.985	31.542	30.672	31.172	30.425	30.637
2	30.26	32.09	35.42	31.316	31.63	31.641	32.002	31.274	31.669	30.975	31.284	30.703	30.533
3	30.42	32.25	35.43	31.576	31.792	32.102	32.236	31.655	31.876	31.303	31.478	30.899	31.183
4	30.57	32.4	35.47	31.736	31.892	32.371	32.352	31.854	31.986	31.455	31.602	31.032	31.24
5	30.65	32.48	35.5	31.879	32.009	32.594	32.465	31.989	32.098	31.539	31.72	31.121	31.32
6	30.76	32.59	35.4	31.999	32.124	32.81	32.578	32.112	32.204	31.633	31.818	31.19	31.379
7	30.9	32.73	35.25	32.16	32.253	33.023	32.678	32.227	32.294	31.718	31.9	31.255	31.427
8	31	32.83	35.18	32.311	32.369	33.182	32.767	32.317	32.376	31.787	31.973	31.31	31.47
9	31.15	32.98	35.3	32.54	32.531	33.551	32.996	32.47	32.524	31.873	32.071	31.371	31.515
10	31.35	33.18	35.4	32.837	32.704	33.979	33.241	32.634	32.669	31.975	32.173	31.472	31.58
11	31.56	33.39	35.5	33.024	32.853	34.301	33.426	32.792	32.806	32.107	32.28	31.639	31.687
12	31.81	33.03	35.53	33.486	33.053	34.761	33.615	33.029	33.02	32.226	32.403	31.846	31.93
13	32.11	33.33	35.57	33.705	33.1	35.041	33.798	33.184	33.153	32.428	32.466	32.123	32.199
14	32.41	33.63	35.65	33.744	33.122	35.06	33.803	33.211	33.174	32.466	32.492	32.414	32.546
15	32.76	33.52	36.7	34.546	33.24	35.2	33.921	33.293	33.273	32.76	32.848	32.848	32.847
16	33.09	33.85	36.75	35.15	33.35	35.307	34.001	33.397	33.344	33.176	33.259	33.076	33.173
17	33.36	34.12	36.75	35.515	33.71	35.381	34.078	33.537	33.488	33.384	33.415	33.49	33.499
18	33.53	34.29	36.75	35.718	34.145	35.436	34.131	33.674	33.638	33.557	33.621	33.57	33.592
19	33.74	34.35	36.75	35.874	34.443	35.556	34.233	33.795	33.784	33.749	33.788	33.748	33.788
20	31.28	32.04	36.45	32.421	31.928	32.114	32.174	31.274	31.672	30.975	31.285	30.833	31.289
21	31.63	32.39	36.45	33.624	33.232	32.488	32.322	31.708	31.679	31.902	31.755	31.979	31.789
22	32.06	32.82	36.4	35.682	36.4	33.48	32.773	32.08	32.082	31.957	32.174	31.98	32.065
23	32.51	33.12	36.4	35.668	36.4	33.83	32.873	32.528	32.598	32.648	32.52	32.675	32.6
24	31.91	32.67	36.43	34.068	32.843	34.314	33.477	32.643	32.676	31.975	32.182	31.756	31.91
25	32.58	33.19	36.43	34.952	32.716	34.838	33.768	32.649	32.674	32.453	32.59	32.808	32.736
26	33.08	33.69	36.47	35.563	33.818	35.263	34.064	33.054	33.093	33.25	33.219	32.98	33.09
27	33.25	33.86	36.53	35.608	33.88	35.335	34.095	33.345	33.352	33.26	33.274	33.352	33.336
28	32.78	33.54	36.6	34.466	33.47	35.139	33.648	33.088	33.059	32.378	32.79	32.483	32.872
29	33.19	33.95	36.6	34.798	33.63	35.28	33.687	33.334	33.26	33.44	33.372	33.453	33.33
30	33.43	34.19	35.6	35.11	34.049	35.387	33.852	33.582	33.585	33.44	33.474	33.454	33.48
31	33.6	34.36	35.55	35.219	34.03	35.427	34.026	33.713	33.696	33.641	33.715	33.634	33.717
32	33.79	34.55	35.5	35.472	34.187	35.517	34.26	33.834	33.837	33.803	33.834	33.801	33.817

TABLA 17 GASTOS PARA DIFERENTES TIEMPOS DE SIMULACION COMPARADOS CON EL MODELO TUAVE

	TUAVE	EJEMPLO	EJEMPLO	TUAVE	EJEMPLO	TUAVE	EJEMPLO	TUAVE	EJEMPLO	TUAVE
	T=30 min.	T=40 min.	T=60 min.	T=60 min.	T=90 min.	T=90 min.	T=120 min.	T=120 min.	T=150 min.	T=150 min.
TRAMO	Q m ³ /seg.	Q m ³ /seg.	Q m ³ /seg.	Q m ³ /seg.	Q m ³ /seg.	Q m ³ /seg.	Q m ³ /seg.	Q m ³ /seg.	Q m ³ /seg.	Q m ³ /seg.
(1,0)	3.43	3.398	4.95	6.273	3.657	3.488	2.106	1.524	0.649	0.536
(2,1)	2.935	2.85	3.91	5.215	3.1	2.969	1.998	1.445	-0.299	0.489
(3,2)	2.154	2.605	3.56	4.573	3.01	2.916	1.893	1.389	0.73	0.455
(20,2)	0.964	0.406	0.341	0.578	0.047	0.011	0.028	0	0.054	0
(4,3)	2.043	2.303	2.815	3.788	2.54	2.471	1.763	1.275	0.757	0.386
(5,4)	2.051	2.305	2.68	3.636	2.433	2.401	1.636	1.178	0.635	0.328
(6,5)	2.083	2.266	2.544	3.479	2.322	2.324	1.506	1.074	0.51	0.265
(7,6)	2.501	2.523	2.576	3.448	2.216	2.235	1.383	0.956	0.397	0.195
(8,7)	2.589	2.479	2.56	3.346	2.104	2.145	1.266	0.842	0.288	0.133
(9,8)	2.506	2.183	2.347	3.104	2.032	2.074	1.147	0.741	0.197	0.082
(10,9)	2.686	2.149	2.347	3.075	1.941	2.012	1.023	0.649	0.115	0.044
(11,10)	2.086	1.926	1.989	2.608	1.81	1.85	0.848	0.547	0.048	0.018
(24,10)	0.812	0.246	0.358	0.428	0.087	0.079	0.082	0.001	0.025	0
(12,11)	1.702	1.196	1.144	1.735	1.25	1.255	0.579	0.303	0.028	0.005
(13,12)	1.055	0.732	1.158	1.242	1.048	0.994	0.26	0.232	0.021	0.001
(28,12)	0.742	0.463	-0.014	0.462	0.176	0.211	0.234	0	0.03	0
(14,13)	0.566	-0.003	0.263	0.321	0.332	0.329	0.033	0.025	0.027	0
(15,14)	0.698	0.016	0.263	0.295	0.25	0.239	0.012	0.001	0.019	0.003
(16,15)	0.602	0.154	0.247	0.26	0.137	0.146	0.032	0.004	0.013	0.001
(17,16)	0.491	0.153	0.235	0.23	0.049	0.073	0.017	0.004	0.021	0
(18,17)	0.36	0.33	0.204	0.202	0.017	0.031	0.007	0.001	0.01	0.001
(19,18)	0.193	0.277	0.166	0.163	0.006	0.009	0.006	0	0.004	0.001
(21,20)	0.795	0.941	0.327	0.529	0.017	0.003	0.008	0	0.014	0
(22,21)	0.633	1.043	0.313	0.462	0.002	0.004	0.025	0.005	0.01	0.001
(23,22)	-0.048	-0.039	0.129	0.254	0.005	0.001	0.005	0	0.004	0.001
(25,24)	0.395	-0.009	0.257	0.312	0.041	0.026	0.043	0	0.015	0.012
(26,25)	0.345	0.325	0.251	0.292	0.005	0.001	0.011	0.001	0.011	0.005
(27,26)	0.099	0.108	0.102	0.123	0.005	0.002	0.005	0.003	0.003	0
(29,28)	0.437	0.336	-0.109	0.278	0.055	0.075	0.02	0	0.029	0.001
(30,29)	0.433	0.427	0.243	0.262	0.022	0.036	0.014	0.002	0.013	0.001
(31,30)	0.307	-0.13	0.193	0.148	0.017	0.02	0.009	0.001	0.011	0.001
(32,31)	0.246	0.133	0.215	0.134	0.006	0.006	0.007	0.001	0.005	0

TABLA 18 TIRANTES EN DIFERENTES TRAMOS DEL SISTEMA PARA
ALGUNOS TIEMPOS DE SIMULACION

TRAMO	DIAMETRO	T=30 MIN.	T=60 MIN.	T=90	T=120	T=150
(1,0)	1.83	0.918	1.231	0.915	0.602	0.355
(2,1)	1.83	1.056	1.381	1.014	0.715	0.443
(3,2)	1.83	1.156	1.682	1.235	0.883	0.479
(20,2)	0.76	1.166	1.801	1.284	0.885	0.462
(4,3)	1.83	1.229	1.944	1.339	0.889	0.471
(5,4)	1.83	1.239	2.05	1.352	0.873	0.43
(6,5)	1.83	1.26	2.123	1.327	0.818	0.355
(7,6)	1.83	1.311	2.182	1.317	0.787	0.31
(8,7)	1.83	1.39	2.401	1.32	0.723	0.221
(9,8)	1.52	1.487	2.629	1.284	0.625	0.122
(10,9)	1.52	1.464	2.741	1.232	0.547	0.079
(11,10)	1.52	1.676	2.951	1.219	0.416	0.036
(24,10)	0.76	1.595	2.931	1.074	0.318	0.013
(12,11)	1.22	1.334	2.65	0.801	0.056	0.004
(13,12)	1.22	1.786	2.44	0.533	0	0.088
(28,12)	0.76	2.06	2.217	0.307	0.086	-0.014
(14,13)	1.22	2.155	2.021	0.177	0.024	0.13
(15,14)	0.76	2.188	1.906	0.144	0.027	0.04
(16,15)	0.76	2.134	1.816	0.055	0.009	0.008
(17,16)	0.76	1.141	0.834	-0.006	-0.305	-0.447
(18,17)	0.76	1.994	0.858	0.078	0.272	0.349
(19,18)	0.61	3.622	1.42	0.02	-0.103	-0.08
(21,20)	0.76	3.158	1.32	0.018	0.138	0.165
(22,21)	0.61	2.158	2.404	0.733	0.065	-0.154
(23,22)	0.61	2.372	2.258	0.069	-0.127	0.228
(25,24)	0.61	2.483	2.183	-0.026	0.17	-0.1
(26,25)	0.61	2.358	2.085	0.095	0.01	0.102
(27,26)	0.61	1.686	2.359	0.308	-0.402	-0.297
(29,28)	0.76	1.608	2.09	0.144	0.25	0.263
(30,29)	0.76	1.68	1.957	0.152	-0.01	0.024
(31,30)	0.76	1.619	1.827	0.113	0.041	0.034
(32,31)	0.61	1.682	1.727	0.044	0.013	0.011

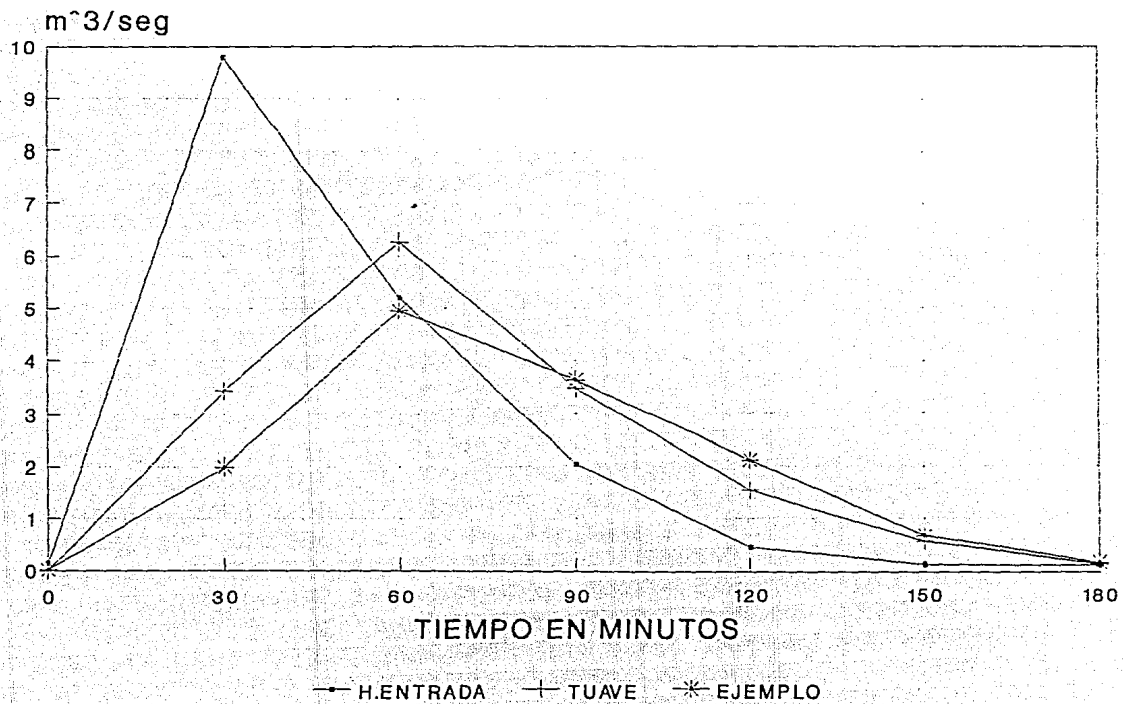
TABLA 19a PORCENTAJE Y VOLUMEN DE DERRAME EN TRAMOS CONFLICTIVOS

TRAMO	TUAVE	TUAVE	EJEMPLO	EJEMPLO
	VOLUMEN FINAL (%)	VOLUMEN (m ³) DERRAMADO	VOLUMEN FINAL (%)	VOLUMEN (m ³) DERRAMADO
17	0.004	0.14	*	*
18	1.412	53.45	0.1953	2.457
19	7.114	269.33	0.745	9.369
21	*	*	4.953	62.297
22	43.055	1630.04	67.609	850.377
23	24.875	941.75	15.107	190.02
26	3.682	143.2	2.927	36.813
27	6.347	240.29	0.974	12.25
30	1.083	41.01	4.989	62.754
31	2.648	100.27	0.0129	0.161
32	9.679	366.44	2.487	31.275

TABLA 19b TABLA DE HIDROGRAMA ENTRADA-SALIDA

TIEMPO	H. ENTRADA	EJEMPLO	TUAVE
min.	m ³ /seg:	m ³ /seg:	m ³ /seg:
0	0.13	0.013	0
30	9.785	1.994	3.43
60	5.21	4.95	6.273
90	2.044	3.657	3.488
120	0.43	2.106	1.524
150	0.13	0.65	0.536

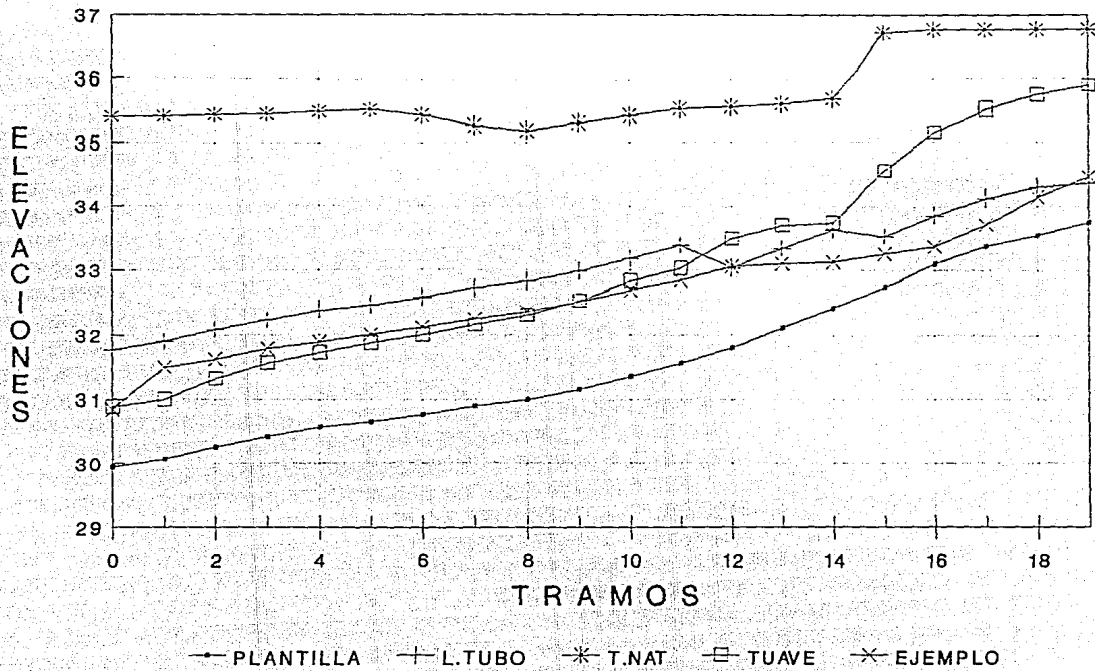
HIDROGRAMA ENTRADA-SALIDA



GRAFICA 15

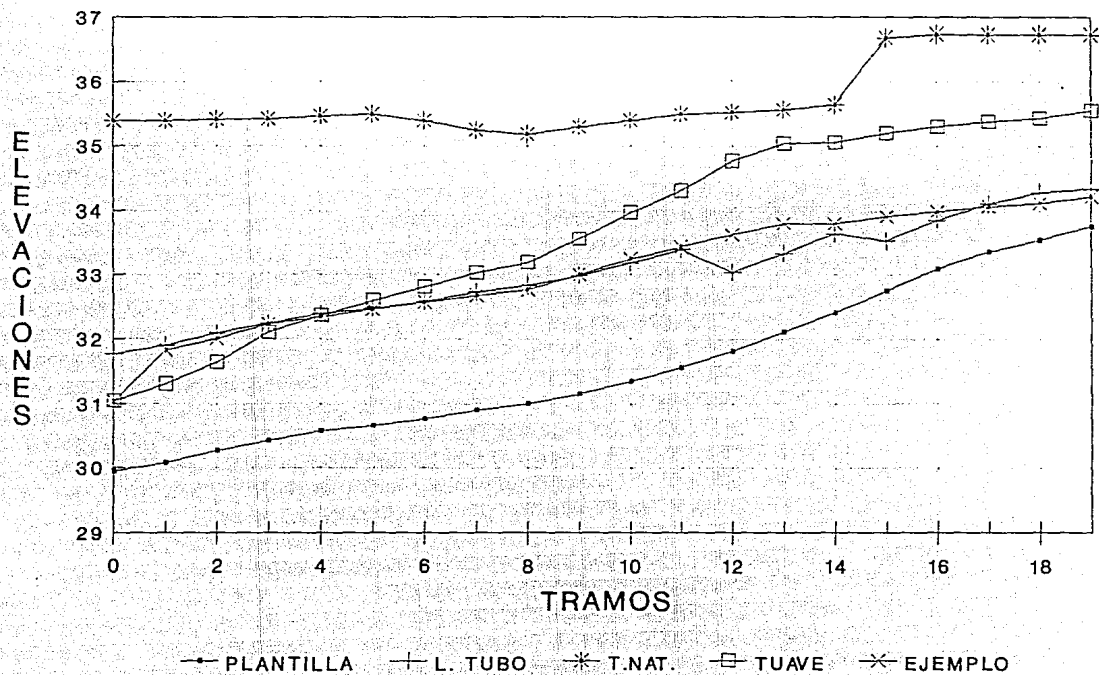
COLECTOR PRINCIPAL

TUAVE T=30 MIN. EJEMPLO T=40 MIN.



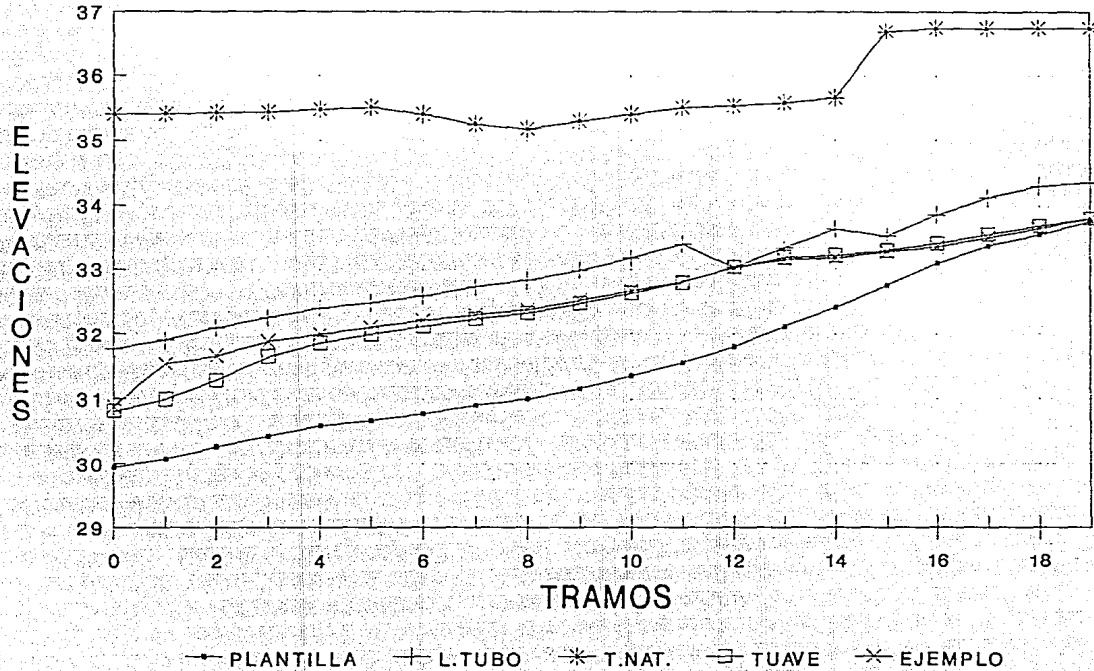
GRAFICA 16

CARGAS PIEZOMETRICAS COLECTOR PRINCIPAL T=60 MIN



GRAFICA 17

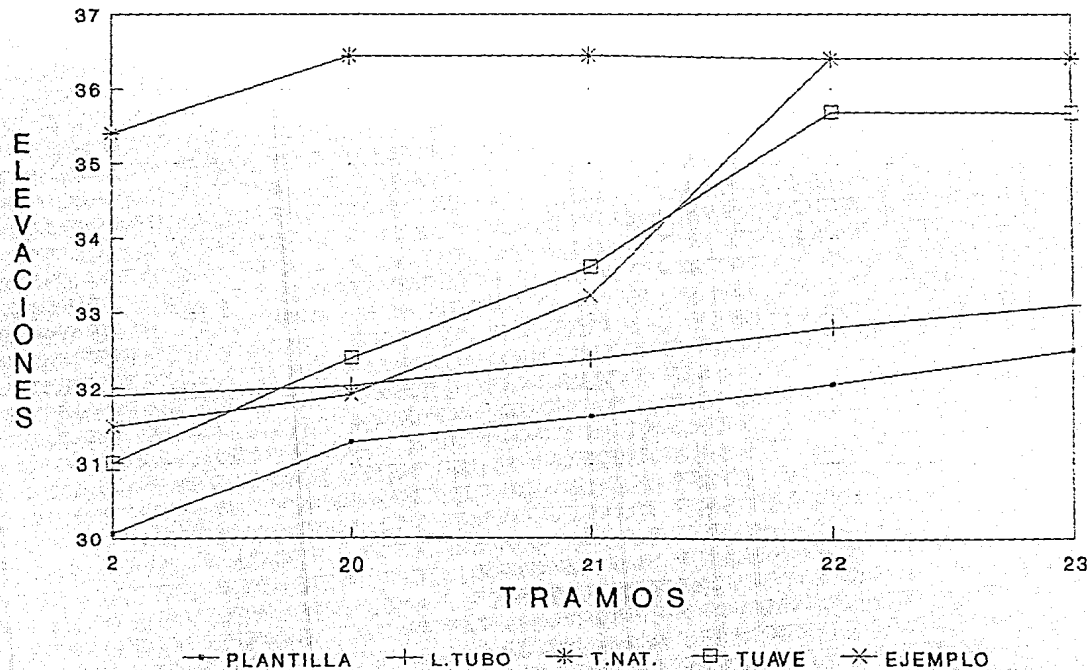
CARGAS PIEZOMETRICAS COLECTOR PRINCIPAL T=90 MIN



GRAFICA 18

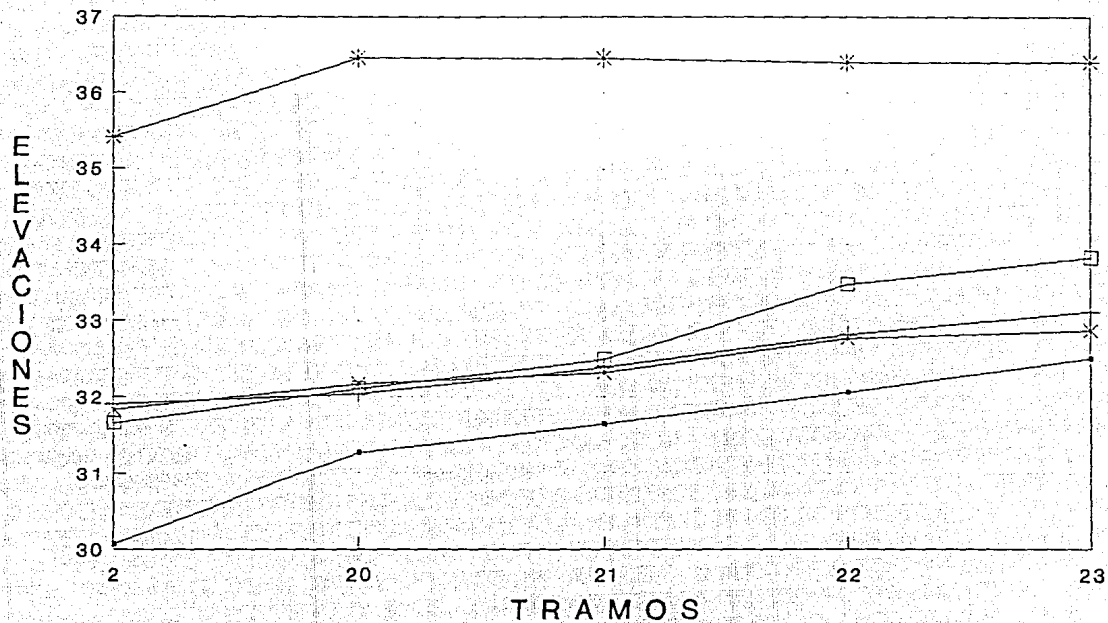
COLECTOR 1

TUAVE T=30 MIN. EJEMPLO T=40 MIN.



GRAFICA 19

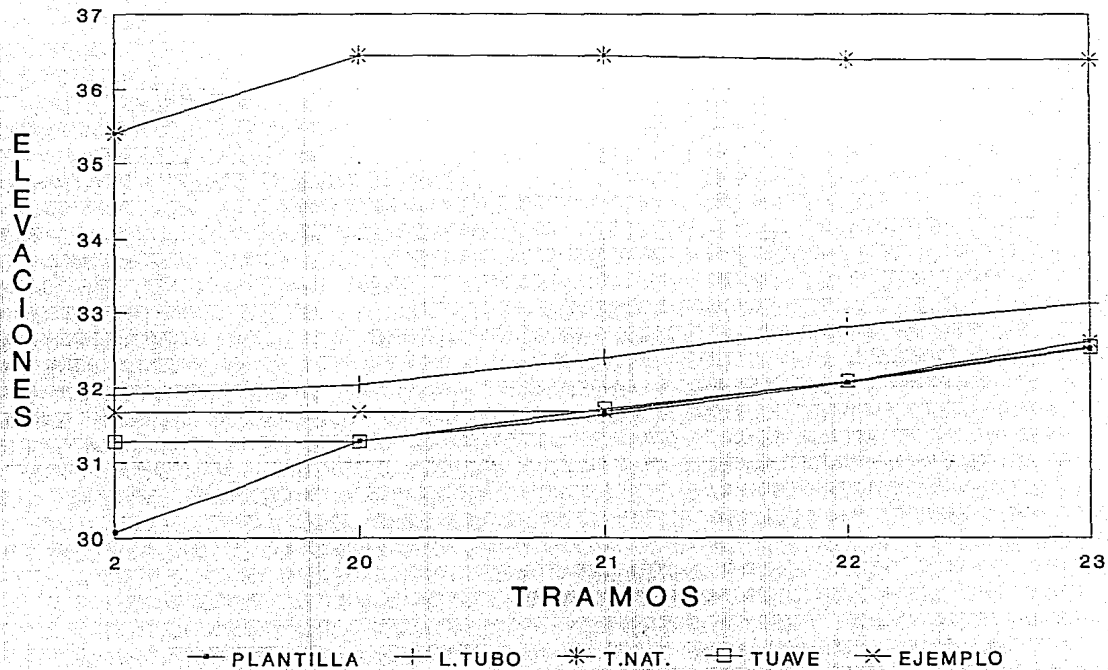
CARGAS PIEZOMETRICAS COLECTOR 1 T=60 MIN.



—●— PLANTILLA —+— L.TUBO —*— T.NAT. —□— TUAVE —×— EJEMPLO

GRAFICA 20

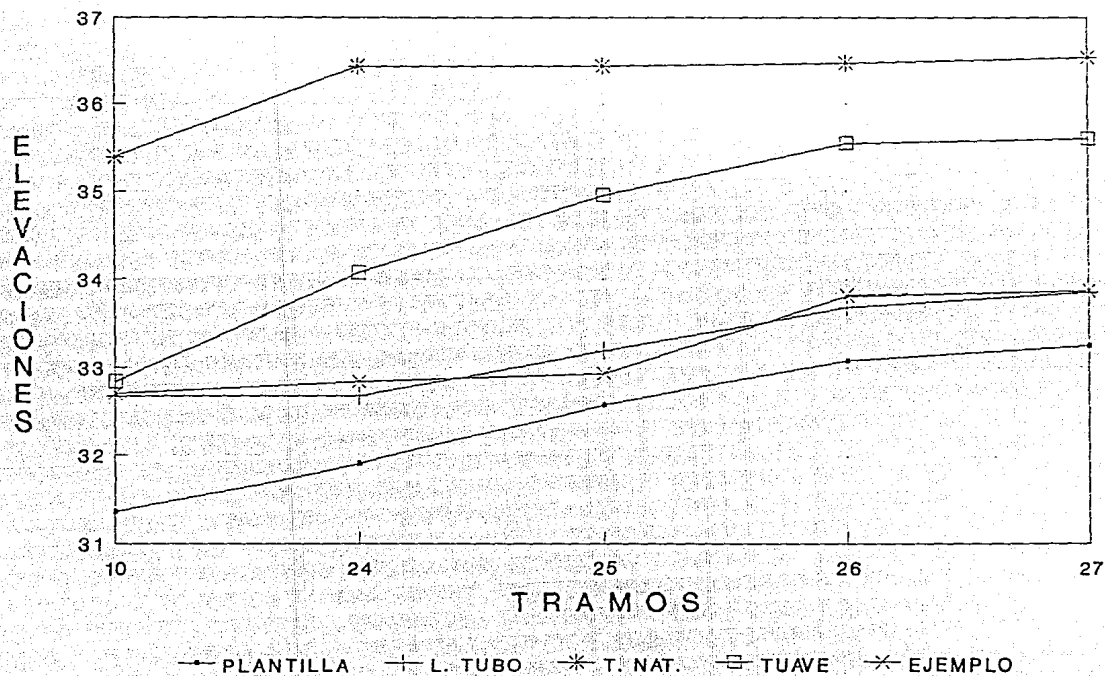
CARGAS PIEZOMETRICAS COLECTOR 1 T=90 MIN.



GRAFICA 21

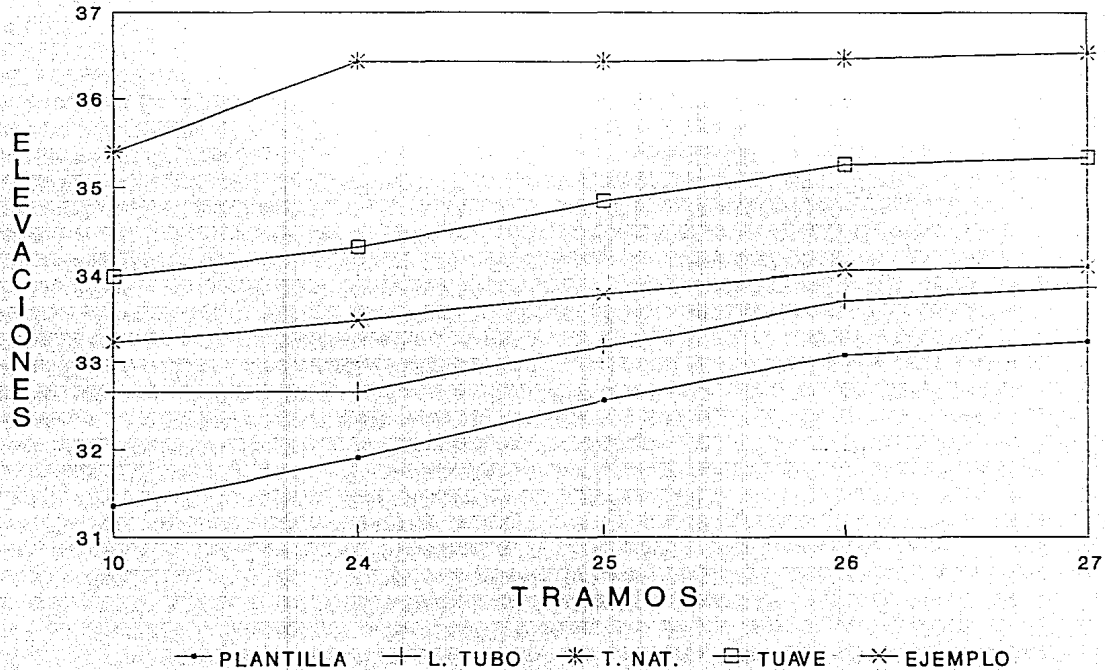
COLECTOR 2

TUAVE T=30 MIN EJEMPLO T=40 MIN



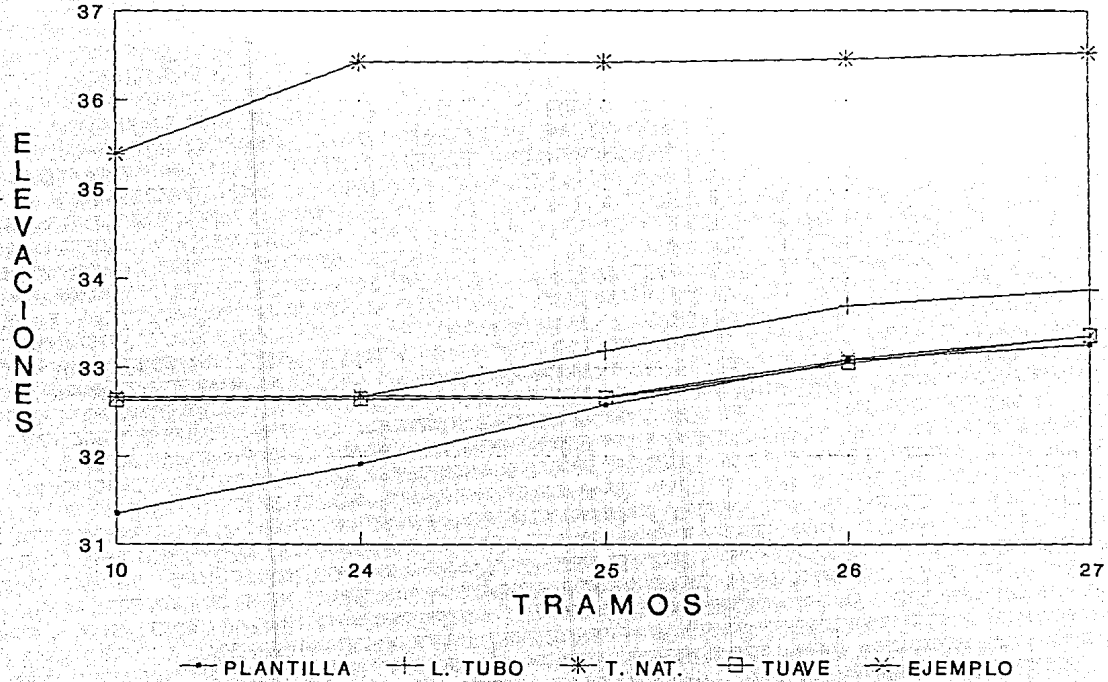
GRAFICA 22

CARGAS PIEZOMETRICAS COLECTOR 2 T=60 MIN.



GRAFICA 23

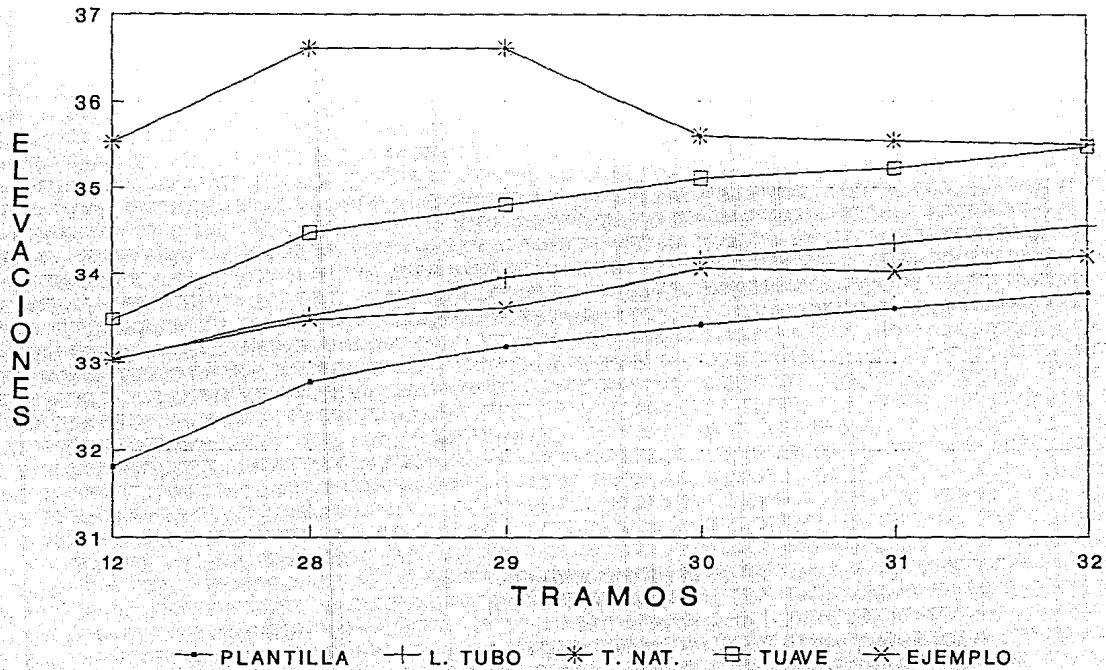
CARGAS PIEZOMETRICAS COLECTOR 2 T=90 MIN.



GRAFICA 24

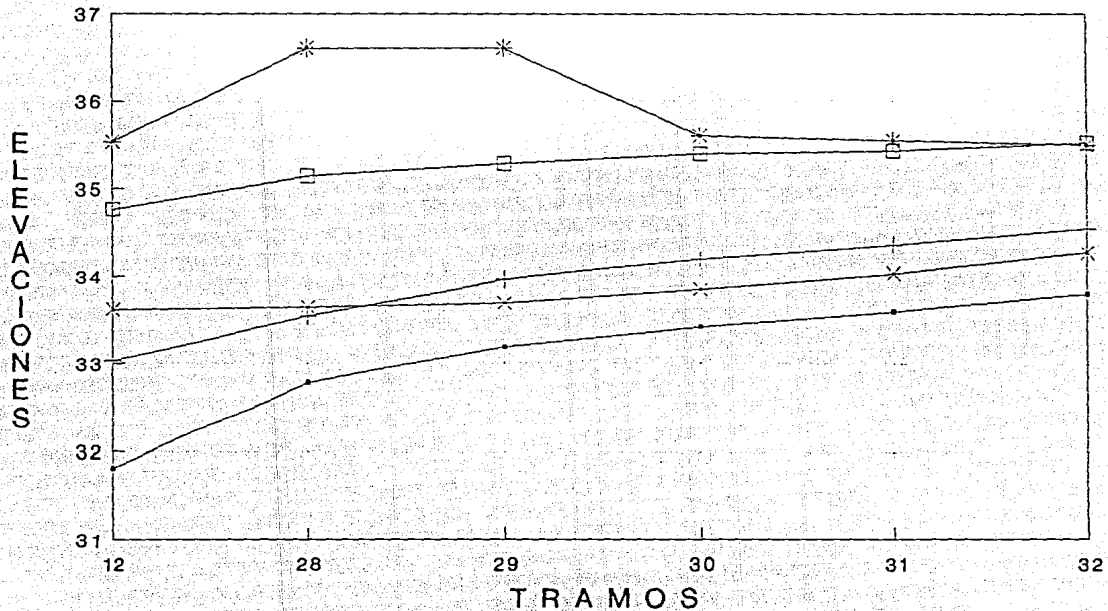
COLECTOR PRINCIPAL

TUAVE T=30 MIN. EJEMPLO T=40 MIN.



GRAFICA 25

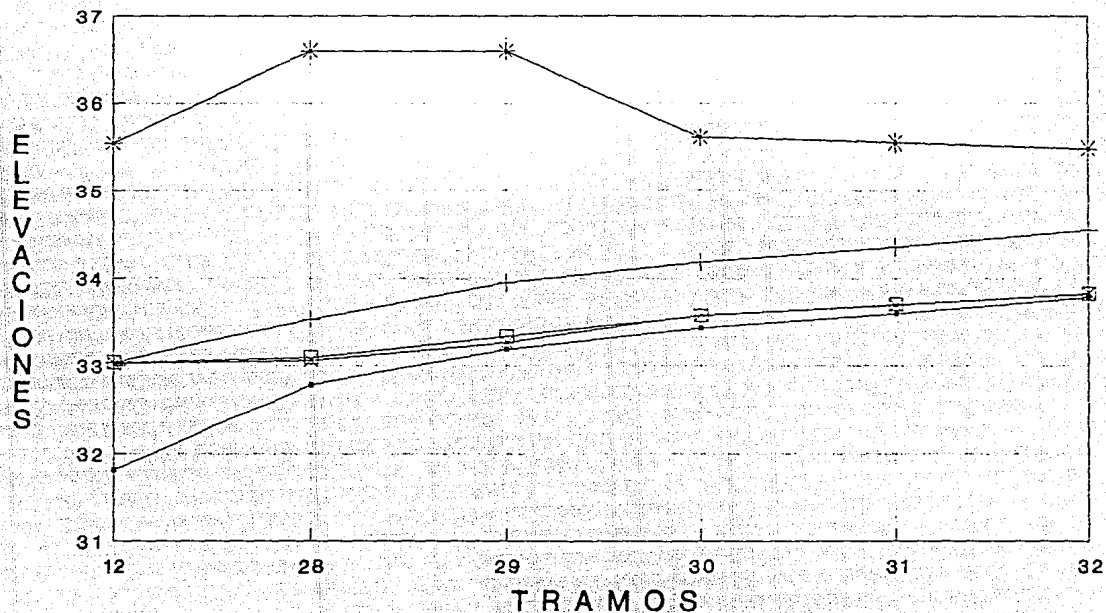
CARGAS PIEZOMETRICAS COLECTOR 3 T=60 MIN.



—●— PLANTILLA
—+— L. TUBO
—*— T. NAT.
—□— TUAVE
—x— EJEMPLO

GRAFICA 26

CARGAS PIEZOMETRICAS COLECTOR 3 T=90 MIN.



—•— PLANTILLA —+— L. TUBO —*— T. NAT. —□— TUAVE —×— EJEMPLO

GRAFICA 27

CAPITULO VI
CONCLUSIONES

CONCLUSIONES:

Debido a que los resultados de la simulación no se pueden comprobar con mediciones de campo (instrumentación en cuencas y colectores) es necesario comparar los resultados del modelo alternativo con otros métodos existentes, se utilizó el modelo TUAVE desarrollado en el Instituto de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México.

Se comprobó por medio de ejemplos que cuando un colector funciona a presión se presentan diferencias importantes entre el modelo TUAVE y el método alternativo, para el primer método la elevación de la carga piezométrica asciende más rápido que el segundo método al trabajar ambos a presión, lo que origina que se obtengan cargas piezométricas mayores para el modelo TUAVE y por consiguiente un mayor gasto en los tramos del colector. Estas diferencias se explican debido a la diferente forma en que calculan los dos modelos la entrada a presión de una tubería. El modelo TUAVE utiliza la ranura de Preissmann involucrando el término de almacenaje y el método alternativo despreja el número de Froude y los términos de almacenaje que aparecen en la ecuación de Preissmann conservativa.

Cuando el colector funciona a superficie libre los resultados de la simulación son muy parecidos ya que en ambos métodos de análisis se utilizan las ecuaciones en forma completa (sin desprejar el número de Froude y los términos de almacenaje).

El método alternativo usa como solución del sistema de ecuaciones el método de Crout. Se realizó la comparación al emplear el sistema tridiagonal y se optó por utilizar el

primer método debido a que resuelve todo el sistema de colectores en forma exacta y crea menos inestabilidad tanto en el tiempo de "calentamiento", como en el transcurso de la simulación de la avenida; en épocas anteriores se prefería el método tridiagonal (de doble barrido) por el ahorro considerable de tiempo de cálculo. Hoy en día, debido al avance tecnológico en la computación este ahorro se vuelve despreciable.

El cálculo de volúmenes derramados se estimó aplicando la ecuación de continuidad en cada tramo donde el nivel de la carga piezométrica es mayor que la elevación del terreno natural, se toma como consideración que el agua derramada ya no ingresa al sistema de colectores. Otra consideración es que el nivel inferior de la carga piezométrica está limitado por la elevación de la plantilla, lo que impide se presenten tirantes negativos, esta restricción evita la inestabilidad que se crea en el modelo cuando existen tirantes pequeños en una sección i , y al avanzar el agua a una sección aguas abajo $i+1$ el agua todavía no llega, lo que provoca una carga piezométrica menor que la carga de posición, para disminuir este efecto es necesario reducir la longitud de los tramos del colector.

Cuando el sistema de colectores entra en carga cerca de la salida, independientemente de la forma de los hidrogramas de ingreso, el gasto máximo es el mismo porque queda definido por el gradiente hidráulico en la descarga. Esto se comprobó con el sistema Chimalhuacan.

Para tener resultados confiables y aproximados a la realidad es necesario escoger adecuadamente el valor de Δt . Para un hidrograma de diseño con gasto máximo alto y tiempo de pico corto, es aconsejable utilizar un Δt lo más pequeño posible, y así obtener datos más representativos de la simulación. En general, para el tránsito de avenidas donde no ocurren derrames se recomienda usar

$$\frac{\Delta t}{\Delta x} \leq 4 \text{ segundos/metro}$$

y para simulaciones donde existan derrames sobre el nivel del terreno natural es aconsejable el valor

$$\frac{\Delta t}{\Delta x} \leq 2 \text{ segundos/metro}$$

donde:

Δt en segundos

Δx en metros

El diseño de colectores en régimen no permanente debe tomarse como una herramienta útil por los proyectistas, debido a que brindan una opción más real para el diseño comparado con el flujo permanente, los resultados obtenidos del tránsito de la avenida permiten tener un diseño más óptimo ya que evalúan el almacenamiento en la red y por lo tanto originan un hidrograma de salida con un gasto pico menor que el hidrograma de entrada; además, permite políticas de operación y mantenimiento para redes existentes, tanto en tramos susceptibles a tener azolvamientos como otros donde pueden originarse inundaciones.

El programa de computadora permite imprimir el hidrograma de entrada y salida del sistema de colectores, y dada la variedad de problemas por resolver, puede adaptarse fácilmente a cada caso específico con el cambio de los datos básicos.

El modelo matemático empleado tiene como limitante que no representa el salto hidráulico que frecuentemente ocurre en colectores urbanos y que provoca la entrada a presión de algunos tramos de la red; otra consideración del modelo es que no toma en cuenta la celeridad del flujo y los efectos de compresibilidad de la tubería.

BIBLIOGRAFIA

BIBLIOGRAFIA

- Casey, T. 1992. "Water and wastewater engineering hydraulics". Oxford University Press.
- Chaudhry, M. 1979. "Applied hydraulic transients". Van Nostrand Reinhold Company.
- Chow, V. 1993. "Hidrología aplicada". McGraw Hill.
- Crout, P. "A short method for evaluating determinants and solving systems of linear equation with real or complex coefficients". Trans. AIEE., Vol. 60.
- Cunge, J. y A. Verwey. 1980. "Practical aspects of computational river hydraulics".
- DGCOH. "Diseño hidrológico y tránsito de avenidas en red primaria y sistema general de desagüe".
- DGCOH. 1982. "Manual de Hidráulica urbana". Teoría general. Tomo I.
- DGCOH. 1982. "Manual de Hidráulica urbana". Ejemplos de aplicación. Tomo II.
- DGCOH. 1982. "Manual de Hidráulica urbana". Programas de computadora. Tomo III.
- Díaz A. 1979. "Hidrograma de ingreso para el tránsito de avenidas en redes de drenaje". Tesis profesional. México. Facultad de Ingeniería, UNAM.
- Dolz, J. y M. Gómez. 1994. "Problemática del drenaje de aguas pluviales en zonas urbanas y del estudio hidráulico de las redes de colectores". Ingeniería del agua, Vol. 1, No. 1.
- IDESA, S. A. y R. Domínguez. "Programa de simulación TUAVE".
- Sánchez, J. L. y J. Gracia. 1992. "Introducción al diseño hidráulico de obras de riego por gravedad".
- Vázquez, E. 1993. "Aplicaciones del método de diferencias finitas en algunos transitorios hidráulicos. Universidad Juárez Autónoma de Tabasco.

APENDICES

APENDICE A

METODO DE CROUT PARA RESOLVER SISTEMAS DE ECUACIONES ALGEBRAICAS LINEALES

El método de Crout para resolver un sistema de n ecuaciones lineales con n incógnitas es básicamente equivalente al método de Gauss. Sin embargo los cálculos están sistematizados de manera que resulta práctico realizarlos en computadora. Aquí se dará una descripción del método; su justificación analítica se encuentra en la publicación de la referencia de Crout.

El cálculo empieza en la matriz aumentada del sistema:

$$M = \begin{array}{cccc|c} a_{11} & a_{12} & \dots & a_{1n} & C_1 \\ a_{21} & a_{22} & \dots & a_{2n} & C_2 \\ \cdot & \cdot & \dots & \cdot & \cdot \\ \cdot & \cdot & \dots & \cdot & \cdot \\ a_{n1} & a_{n2} & \dots & a_{nn} & C_n \end{array} = [A / C]$$

que se puede considerar como partida en la matriz de coeficientes A y el vector columna C , para llegar a una matriz auxiliar:

$$M' = \begin{array}{cccc|c} a'_{11} & a'_{12} & \dots & a'_{1n} & C'_1 \\ a'_{21} & a'_{22} & \dots & a'_{2n} & C'_2 \\ \cdot & \cdot & \dots & \cdot & \cdot \\ \cdot & \cdot & \dots & \cdot & \cdot \\ a'_{n1} & a'_{n2} & \dots & a'_{nn} & C'_n \end{array} = [A' / C']$$

de las mismas dimensiones, a partir de aquí se obtiene el vector solución X .

$$X_n = \begin{array}{c} X_1 \\ X_2 \\ \cdot \\ \cdot \\ X_n \end{array}$$

Se define el elemento diagonal de cualquier elemento a la

derecha de la diagonal principal de una matriz como el elemento de la diagonal principal que se encuentra en la misma fila que el elemento dado. El elemento diagonal de cualquier elemento situado por debajo de la diagonal principal se define como el elemento de la diagonal principal que se encuentra en la misma columna que el elemento dado. Usando la definición, se describe el procedimiento para obtener los elementos de M' a partir de la matriz dada M , mediante las siguientes reglas:

1.- Los elementos de M se determinan en el orden siguiente: elementos de la primera columna, luego elementos de la primera fila a la derecha de la primera columna; elementos de la segunda columna por debajo de la primera fila, después elementos de la segunda fila a la derecha de la segunda columna, se continua así hasta determinar todos los elementos.

2.- La primera columna de M' es idéntica a la primera columna de M . Cada elemento de la primera fila de M' , excepto el primero, se obtiene dividiendo el elemento correspondiente de M por el primer elemento a_{11} .

3.- Cada elemento a_{ij} de M' , situado sobre la diagonal principal o debajo de ella, se obtiene restando del elemento correspondiente a_{ij} de M la suma de los productos de los elementos de la fila i y los elementos correspondientes de la columna j de M' . considerando como ceros todos los elementos sin calcular; esto es

$$a'_{ij} = a_{ij} - \sum_{k=1}^{j-1} a'_{ik} a'_{kj}$$

4.- Cada elemento a'_{ij} a la derecha de la diagonal principal se calcula por el procedimiento de la regla 3 seguido por una división por el elemento diagonal a'_{ii} de M' . Por lo tanto

$$a'_{ij} = \frac{a_{ij} - \sum_{k=1}^{j-1} a'_{ik} a'_{kj}}{a'_{ii}}$$

En los casos importantes en que la matriz de coeficientes A es simétrica ($a_{ji} = a_{ij}$), se puede demostrar que cualquier elemento a'_{ij} a la derecha de la diagonal principal es igual al resultado de dividir el elemento simétricamente colocado a'_{ji} . Este hecho reduce el trabajo necesario para formar M' , en un caso semejante, casi a la mitad, puesto que cada elemento por debajo de la diagonal se obtiene como subproducto del cálculo del elemento

situado simétricamente antes de efectuar la división final.

El procedimiento para obtener el vector solución final X partiendo de la matriz A' y el vector C' en que se parte de M' , se puede describir mediante las siguientes reglas:

- 1.- Los elementos de X se determinan en orden inverso x_n, x_{n-1}, \dots, x_1 , del último al primero.
- 2.- El último elemento x_n es idéntico al último elemento C'_n de C' .
- 3.- Cada uno de los elementos restantes x_i de X se obtiene restando del elemento correspondiente C'_i de C' la suma de los productos de los elementos de la fila i de A por los elementos correspondientes de la columna X , considerando ceros todos los elementos no calculados de X . por lo tanto se tiene

$$x_i = C'_i - \sum_{k=i+1}^n a'_{ik} x_k$$

La eficiencia del método de Crout se debe a que registra datos auxiliares en los espacios de M que estarán ocupados por unos y ceros en el método de Gauss.

APENDICE B

LISTADO DEL PROGRAMA DE COMPUTADORA DEL EJEMPLO 3

DECLARE SUB GRAFICOS1 (TTI, IMHI, XI, ZI, QEI(), G10I(), HI(), HFI())

COMMON SHARED TT, X, Y, W, IMH, Z, QE, G10()

10 REM PROGRAMA PARA TRANSITAR AVENIDAS EN COLECTORES URBANOS

REM SISTEMA DE COLECTORES DEL SISTEMA CHIMALHUACAN

30 CLEAR

40 CLS

OPEN "O", #1, "C:\BUENOS.RES "

READ N, M, RG, TT, X, Z, QB, NI

DATA 32,0,,014,30,25,400,,005,,5

L = N + M

PI = 3.1416

DIM HY(N), HW(N), HU(N)

HY(19) = 26.11

HY(23) = 23.61

HY(27) = 25.83

HY(32) = 26.67

HY(1) = 40.28

HY(3) = 41.89

HY(4) = 25.42

HY(5) = 25.78

HY(7) = 23.89

HY(8) = 30.56

HY(11) = 45.83

HY(13) = 45.69

HY(15) = 21.53

HY(16) = 21.25

HY(17) = 21.11

HY(18) = 21.67

HY(20) = 21.39

HY(21) = 21.39

HY(22) = 21.53

HY(24) = 23.33

HY(25) = 20

HY(26) = 26.11

HY(28) = 26.94

HY(29) = 20

HY(30) = 26.11

HY(31) = 20.97

HU(19) = 37.81

HU(23) = 34.23

HU(27) = 37.65

HU(32) = 38.94

HU(1) = 58.32

HU(3) = 60.38

HU(4) = 36.64

HU(5) = 37.64

HU(7) = 35.07

HU(8) = 44.79

HU(11) = 67.14

HU(13) = 67.1
 HU(15) = 31.26
 HU(16) = 31.12
 HU(17) = 30.48
 HU(18) = 31.33
 HU(20) = 31.19
 HU(21) = 31.19
 HU(22) = 31.26
 HU(24) = 34.08
 HU(25) = 28.87
 HU(26) = 37.81
 HU(28) = 39.11
 HU(29) = 28.87
 HU(30) = 37.81
 HU(31) = 30.41

HW(19) = 74.36
 HW(23) = 67.28
 HW(27) = 73.82
 HW(32) = 76.28

HW(1) = 114.71
 HW(3) = 119.03
 HW(4) = 72.23
 HW(5) = 73.71
 HW(7) = 68.52
 HW(8) = 87.56
 HW(11) = 131.31
 HW(13) = 131.07
 HW(15) = 61.4
 HW(16) = 60.87
 HW(17) = 60.03
 HW(18) = 61.66
 HW(20) = 61.14
 HW(21) = 61.14
 HW(22) = 61.4
 HW(24) = 66.75
 HW(25) = 56.87
 HW(26) = 74.36
 HW(28) = 76.83
 HW(29) = 56.87
 HW(30) = 74.36
 HW(31) = 59.77
 TMH = 132

$IMH = (60 * TMH) / TT$
 DIM QE(IMH + 1), G10(IMH + 1)

PRINT " tiempo de impresión en minutos"; NI
 60 PRINT "número de celdas incógnita="; N
 80 PRINT "número de condiciones de frontera además del cero="; M
 110 PRINT "coeficiente de rugosidad de Manning="; RG
 PRINT "tiempo de calentamiento en minutos="; X
 PRINT "gasto base en m³/s="; QB
 130 PRINT "delta T, intervalo de tiempo en segundos="; TT


```

160 PRINT "número de intervalos de tiempo="; Z
170 TS = (Z * TT) / 3600
180 DT = 9.810001 * TT
190 PRINT "tiempo de simulación en horas="; TS
STOP
CLS
200 DIM T(L, L), L(L, L), MN(L, L), BB(L, L), VD(N), SUM(N), VF(N)
210 DIM H(L), Z(L), TN(L), Q(N), HF(1), O(L, L), OO(N)
REM CARGA DE POSICION
220 FOR K = 0 TO L
230 READ Z(K)
240 NEXT K

250 DATA 29.94
DATA 30.07, 30.26, 30.42, 30.57, 30.65, 30.76, 30.90, 31.00, 31.15, 31.35
DATA 31.56, 31.81, 32.11, 32.41, 32.76, 33.09, 33.36, 33.53, 33.74
DATA 31.28, 31.63, 32.06, 32.51, 31.91, 32.58, 33.08, 33.25
DATA 32.78, 33.19, 33.43, 33.60, 33.79

270 FOR K = 0 TO L
280 PRINT "carga de posición z("; K; ")="; Z(K);
290 NEXT K
300 STOP
CLS
REM CARGA PIEZOMETRICA INICIAL
310 FOR K = 0 TO L
320 READ H(K)
330 NEXT K
DATA 29.95
DATA 30.16, 30.35, 30.48, 30.65, 30.73, 30.83, 30.97, 31.07, 31.21, 31.41
DATA 31.61, 31.86, 32.14, 32.43, 32.79, 33.11, 33.39, 33.55, 33.76
DATA 31.39, 31.73, 32.15, 32.57, 31.95, 32.62, 33.12, 33.29
DATA 32.79, 33.23, 33.44, 33.64, 33.80

360 FOR K = 0 TO L
370 PRINT "carga piezométrica inicial h("; K; ")="; H(K);
380 NEXT K
STOP
CLS
REM ELEVACION DEL TERRENO NATURAL
390 FOR K = 1 TO N
READ TN(K)
NEXT K

DATA 35.40, 1036.42, 35.43, 35.47, 35.50, 35.40, 35.25, 35.18, 35.30, 1036.40
DATA 35.50, 1036.53, 35.57, 35.65, 36.70, 36.75, 36.75, 36.75, 36.75
DATA 1036.45, 36.45, 36.40, 36.40, 1036.43, 36.43, 36.47, 36.53
DATA 1036.60, 36.60, 35.60, 35.55, 35.50

395 FOR K = 1 TO N
PRINT "nivel del terreno TN ("; K; ")="; TN(K);
NEXT K
400 HF(0) = H(0)
450 PRINT "condición de frontera inicial hf(0)="; HF(0)

```



```

IF MN(K, I) = 0 THEN 510
500 READ L(K, I)
510 NEXT I
520 NEXT K

```

```

DATA 257, 164, 254, 176, 200, 210, 230, 215, 200, 192, 207, 212, 225
DATA 200, 200, 210, 200, 212, 160, 165, 175, 157
DATA 164, 164, 220, 160, 170, 120, 160, 165, 175, 140

```

```

650 FOR J = 0 TO L - 1
660 FOR I = J + 1 TO L
670 L(I, J) = L(J, I)
680 IF L(J, I) = 0 THEN 700
690 PRINT "longitud del tramo L("; J; ", "; I; ")="; L(J, I);
700 NEXT I
710 NEXT J
720 STOP
CLS
REM DIAMETRO DE LOS TRAMOS
730 FOR K = 0 TO L - 1
740 FOR I = K + 1 TO L
IF MN(K, I) = 0 THEN 760
750 READ T(K, I)
760 NEXT I
770 NEXT K

```

```

DATA 1.83, 1.83, 1.83, .76, 1.83, 1.83, 1.83, 1.83, 1.52, 1.52, 1.52, .76
DATA 1.22, 1.22, .76, 1.22, .76, .76, .76, .61
DATA .76, .61, .61, .61, .61, .61, .76, .76, .76, .61

```

```

900 FOR J = 0 TO L - 1
910 FOR I = J + 1 TO L
920 T(I, J) = T(J, I)
930 IF T(J, I) = 0 THEN 950
940 PRINT "diametro del tubo T("; J; ", "; I; ")="; T(I, J);
950 NEXT I
960 NEXT J
ERASE MN
970 STOP
CLS

```

```

1160 REM VELOCIDADES Y GASTOS INICIALES *PARA EL 1er. TIEMPO DE CALENTAMIENTO*
1170 DIM V(L, L), G(L, L), R(L, L), F(L, L), Y(L, L), E(L, L)
DIM W(L, L), U(L, L)
1180 FOR J = 0 TO L - 1
1190 FOR I = J + 1 TO L
1200 IF L(J, I) = 0 THEN 1360
1210 Y(J, I) = .5 * ((H(J) - Z(J)) + (H(I) - Z(I)))
IF Y(J, I) >= T(J, I) THEN Y(J, I) = T(J, I)
1220 Y(I, J) = Y(J, I)
RC = T(J, I) / 2
IF Y(J, I) < T(J, I) THEN 1225
TETA = 2 * PI: GOTO 1230
1225 TETA = PI + 2 * ATN((Y(J, I) / RC - 1) / (SQR(-(Y(J, I) / RC - 1) ^ 2 + 1)))
1230 E(J, I) = (T(J, I) ^ 2 / 8) * (TETA - SIN(TETA))

```

```

1240 E(I, J) = E(J, I)
    PM = TETA * T(J, I) * .5
    RH = E(I, J) / PM
    BB = 2 * SQRT(Y(J, I) * (T(J, I) - Y(J, I)))
1250 IF H(J) = H(I) THEN 1360
1260 SG = (H(J) - H(I)) / ABS(H(J) - H(I))
1270 VE = (1 / RG) * SQRT(ABS(H(J) - H(I)) / L(J, I)) * (RH ^ (2 / 3))
1280 V(J, I) = SG * VE
1290 V(I, J) = -V(J, I)
    IF Y(J, I) >= T(J, I) THEN YM = 0 ELSE YM = E(J, I) / BB
    IF Y(I, I) >= T(J, I) THEN F(J, I) = 0 ELSE F(J, I) = (V(J, I) ^ 2) / (9.81 * YM)
1310 F(I, J) = F(J, I)
1320 G(J, I) = E(J, I) * V(J, I)
1330 G(I, J) = -G(J, I)
1340 R(J, I) = ((RG ^ 2) * L(J, I) * ABS(V(J, I))) / RH ^ (4 / 3)
    R(J, I) = R(J, I) + L(J, I) / DT
1350 R(I, J) = R(J, I)
1360 NEXT I
1370 NEXT J
1380 REM VELOCIDADES Y GASTOS RED DINAMICA
1390         FOR T = 0 TO Z
    TM = T * (TT / 60) - X
    IF TM = 120 THEN STOP
REM HIDROGRAMAS DE ENTRADA
    IF TM <= 0 THEN
    FOR I = 1 TO N
    Q(1) = QB
    NEXT I
    Q(2) = 0
    Q(6) = 0
    Q(9) = 0
    Q(10) = 0
    Q(12) = 0
    Q(14) = 0
    GOTO 1400
    END IF
    IF TM <= HY(19) THEN Q(19) = QB + ((.35 - QB) * TM) / HY(19)
    IF TM <= HU(19) AND TM > HY(19) THEN Q(19) = QB + .35
    IF TM <= HW(19) AND TM > HU(19) THEN Q(19) = QB + ((.35 - QB) * (HW(19) - TM)) / (HW(19) - HU(19))
    IF TM > HW(19) THEN Q(19) = QB
    IF TM <= HY(23) THEN Q(23) = QB + ((.41 - QB) * TM) / HY(23)
    IF TM <= HU(23) AND TM > HY(23) THEN Q(23) = QB + .41
    IF TM <= HW(23) AND TM > HU(23) THEN Q(23) = QB + ((.41 - QB) * (HW(23) - TM)) / (HW(23) - HU(23))
    IF TM > HW(23) THEN Q(23) = QB
    IF TM <= HY(27) THEN Q(27) = QB + ((.25 - QB) * TM) / HY(27)
    IF TM <= HU(27) AND TM > HY(27) THEN Q(27) = QB + .25
    IF TM <= HW(27) AND TM > HU(27) THEN Q(27) = QB + ((.25 - QB) * (HW(27) - TM)) / (HW(27) - HU(27))
    IF TM > HW(27) THEN Q(27) = QB
    IF TM <= HY(32) THEN Q(32) = QB + ((.41 - QB) * TM) / HY(32)
    IF TM <= HU(32) AND TM > HY(32) THEN Q(32) = QB + .41
    IF TM <= HW(32) AND TM > HU(32) THEN Q(32) = QB + ((.41 - QB) * (HW(32) - TM)) / (HW(32) - HU(32))
    IF TM > HW(32) THEN Q(32) = QB
    IF TM <= HY(1) THEN Q(1) = QB + ((1.03 - QB) * TM) / HY(1)
    IF TM <= HU(1) AND TM > HY(1) THEN Q(1) = QB + 1.03

```

```

IF TM <= HW(1) AND TM > HU(1) THEN Q(1) = QB + ((1.03 - QB) * (HW(1) - TM)) / (HW(1) - HU(1))
IF TM > HW(1) THEN Q(1) = QB
IF TM <= HY(3) THEN Q(3) = QB + ((.73 - QB) * TM) / HY(3)
IF TM <= HU(3) AND TM > HY(3) THEN Q(3) = QB + .73
IF TM <= HW(3) AND TM > HU(3) THEN Q(3) = QB + ((.73 - QB) * (HW(3) - TM)) / (HW(3) - HU(3))
IF TM > HW(3) THEN Q(3) = QB
IF TM <= HY(4) THEN Q(4) = QB + ((.35 - QB) * TM) / HY(4)
IF TM <= HU(4) AND TM > HY(4) THEN Q(4) = QB + .35
IF TM <= HW(4) AND TM > HU(4) THEN Q(4) = QB + ((.35 - QB) * (HW(4) - TM)) / (HW(4) - HU(4))
IF TM > HW(4) THEN Q(4) = QB
IF TM <= HY(5) THEN Q(5) = QB + ((.35 - QB) * TM) / HY(5)
IF TM <= HU(5) AND TM > HY(5) THEN Q(5) = QB + .35
IF TM <= HW(5) AND TM > HU(5) THEN Q(5) = QB + ((.35 - QB) * (HW(5) - TM)) / (HW(5) - HU(5))
IF TM > HW(5) THEN Q(5) = QB
IF TM <= HY(7) THEN Q(7) = QB + ((.27 - QB) * TM) / HY(7)
IF TM <= HU(7) AND TM > HY(7) THEN Q(7) = QB + .27
IF TM <= HW(7) AND TM > HU(7) THEN Q(7) = QB + ((.27 - QB) * (HW(7) - TM)) / (HW(7) - HU(7))
IF TM > HW(7) THEN Q(7) = QB
IF TM <= HY(8) THEN Q(8) = QB + ((.33 - QB) * TM) / HY(8)
IF TM <= HU(8) AND TM > HY(8) THEN Q(8) = QB + .33
IF TM <= HW(8) AND TM > HU(8) THEN Q(8) = QB + ((.33 - QB) * (HW(8) - TM)) / (HW(8) - HU(8))
IF TM > HW(8) THEN Q(8) = QB
IF TM <= HY(11) THEN Q(11) = QB + ((.84 - QB) * TM) / HY(11)
IF TM <= HU(11) AND TM > HY(11) THEN Q(11) = QB + .84
IF TM <= HW(11) AND TM > HU(11) THEN Q(11) = QB + ((.84 - QB) * (HW(11) - TM)) / (HW(11) - HU(11))
IF TM > HW(11) THEN Q(11) = QB
IF TM <= HY(13) THEN Q(13) = QB + ((.89 - QB) * TM) / HY(13)
IF TM <= HU(13) AND TM > HY(13) THEN Q(13) = QB + .89
IF TM <= HW(13) AND TM > HU(13) THEN Q(13) = QB + ((.89 - QB) * (HW(13) - TM)) / (HW(13) - HU(13))
IF TM > HW(13) THEN Q(13) = QB
IF TM <= HY(15) THEN Q(15) = QB + ((.18 - QB) * TM) / HY(15)
IF TM <= HU(15) AND TM > HY(15) THEN Q(15) = QB + .18
IF TM <= HW(15) AND TM > HU(15) THEN Q(15) = QB + ((.18 - QB) * (HW(15) - TM)) / (HW(15) - HU(15))
IF TM > HW(15) THEN Q(15) = QB
IF TM <= HY(16) THEN Q(16) = QB + ((.16 - QB) * TM) / HY(16)
IF TM <= HU(16) AND TM > HY(16) THEN Q(16) = QB + .16
IF TM <= HW(16) AND TM > HU(16) THEN Q(16) = QB + ((.16 - QB) * (HW(16) - TM)) / (HW(16) - HU(16))
IF TM > HW(16) THEN Q(16) = QB
IF TM <= HY(17) THEN Q(17) = QB + ((.17 - QB) * TM) / HY(17)
IF TM <= HU(17) AND TM > HY(17) THEN Q(17) = QB + .17
IF TM <= HW(17) AND TM > HU(17) THEN Q(17) = QB + ((.17 - QB) * (HW(17) - TM)) / (HW(17) - HU(17))
IF TM > HW(17) THEN Q(17) = QB
IF TM <= HY(18) THEN Q(18) = QB + ((.19 - QB) * TM) / HY(18)
IF TM <= HU(18) AND TM > HY(18) THEN Q(18) = QB + .19
IF TM <= HW(18) AND TM > HU(18) THEN Q(18) = QB + ((.19 - QB) * (HW(18) - TM)) / (HW(18) - HU(18))
IF TM > HW(18) THEN Q(18) = QB
IF TM <= HY(20) THEN Q(20) = QB + ((.18 - QB) * TM) / HY(20)
IF TM <= HU(20) AND TM > HY(20) THEN Q(20) = QB + .18
IF TM <= HW(20) AND TM > HU(20) THEN Q(20) = QB + ((.18 - QB) * (HW(20) - TM)) / (HW(20) - HU(20))
IF TM > HW(20) THEN Q(20) = QB
IF TM <= HY(21) THEN Q(21) = QB + ((.17 - QB) * TM) / HY(21)
IF TM <= HU(21) AND TM > HY(21) THEN Q(21) = QB + .17
IF TM <= HW(21) AND TM > HU(21) THEN Q(21) = QB + ((.17 - QB) * (HW(21) - TM)) / (HW(21) - HU(21))
IF TM > HW(21) THEN Q(21) = QB

```

```

IF TM <= HY(22) THEN Q(22) = QB + ((1.81 - QB) * TM) / HY(22)
IF TM <= HU(22) AND TM > HY(22) THEN Q(22) = QB + 1.81
IF TM <= HW(22) AND TM > HU(22) THEN Q(22) = QB + ((1.81 - QB) * (HW(22) - TM)) / (HW(22) - HU(22))
IF TM > HW(22) THEN Q(22) = QB
IF TM <= HY(24) THEN Q(24) = QB + ((.44 - QB) * TM) / HY(24)
IF TM <= HU(24) AND TM > HY(24) THEN Q(24) = QB + .44
IF TM <= HW(24) AND TM > HU(24) THEN Q(24) = QB + ((.44 - QB) * (HW(24) - TM)) / (HW(24) - HU(24))
IF TM > HW(24) THEN Q(24) = QB
IF TM <= HY(25) THEN Q(25) = QB + ((.06 - QB) * TM) / HY(25)
IF TM <= HU(25) AND TM > HY(25) THEN Q(25) = QB + .06
IF TM <= HW(25) AND TM > HU(25) THEN Q(25) = QB + ((.06 - QB) * (HW(25) - TM)) / (HW(25) - HU(25))
IF TM > HW(25) THEN Q(25) = QB
IF TM <= HY(26) THEN Q(26) = QB + ((.36 - QB) * TM) / HY(26)
IF TM <= HU(26) AND TM > HY(26) THEN Q(26) = QB + .36
IF TM <= HW(26) AND TM > HU(26) THEN Q(26) = QB + ((.36 - QB) * (HW(26) - TM)) / (HW(26) - HU(26))
IF TM > HW(26) THEN Q(26) = QB
IF TM <= HY(28) THEN Q(28) = QB + ((.36 - QB) * TM) / HY(28)
IF TM <= HU(28) AND TM > HY(28) THEN Q(28) = QB + .36
IF TM <= HW(28) AND TM > HU(28) THEN Q(28) = QB + ((.36 - QB) * (HW(28) - TM)) / (HW(28) - HU(28))
IF TM > HW(28) THEN Q(28) = QB
IF TM <= HY(29) THEN Q(29) = QB + ((.06 - QB) * TM) / HY(29)
IF TM <= HU(29) AND TM > HY(29) THEN Q(29) = QB + .06
IF TM <= HW(29) AND TM > HU(29) THEN Q(29) = QB + ((.06 - QB) * (HW(29) - TM)) / (HW(29) - HU(29))
IF TM > HW(29) THEN Q(29) = QB
IF TM <= HY(30) THEN Q(30) = QB + ((.25 - QB) * TM) / HY(30)
IF TM <= HU(30) AND TM > HY(30) THEN Q(30) = QB + .25
IF TM <= HW(30) AND TM > HU(30) THEN Q(30) = QB + ((.25 - QB) * (HW(30) - TM)) / (HW(30) - HU(30))
IF TM > HW(30) THEN Q(30) = QB
IF TM <= HY(31) THEN Q(31) = QB + ((.16 - QB) * TM) / HY(31)
IF TM <= HU(31) AND TM > HY(31) THEN Q(31) = QB + .16
IF TM <= HW(31) AND TM > HU(31) THEN Q(31) = QB + ((.16 - QB) * (HW(31) - TM)) / (HW(31) - HU(31))
IF TM > HW(31) THEN Q(31) = QB
FOR I = 1 TO N
PRINT #1, "Q("; I; ")="; Q(I);
NEXT I

```

```
1400 CLS
```

```

PRINT " TIEMPO DEL TRANSITORIO EN MINUTOS="; TM
FOR K = 1 TO N
QE = QE + Q(K)
NEXT K
PRINT "      QE="; QE
IF TM < 0 OR TM > TMH THEN
ELSE
irowqe = irowqe + 1
QE(irowqe) = QE
END IF
1401 IF TM = LL THEN
PRINT #1, "TIEMPO EN MINUTOS =", TM
PRINT #1, "QE=", QE
END IF
QE = 0
FOR I = 1 TO N
PRINT "      H("; I; ")="; H(I)

```

```

NEXT I
IF TM <> LL THEN 1405
FOR I = 1 TO N
  PRINT #1, "H("; I; ")="; H(I)
NEXT I
1405 FOR J = 0 TO L - 1
1410 FOR I = J + 1 TO L
1420 IF L(J, I) = 0 THEN 1560
1425 Y(J, I) = .5 * (H(J) - Z(J) + H(I) - Z(I))
  IF Y(J, I) >= T(J, I) THEN Y(J, I) = T(J, I)
  Y(I, J) = Y(J, I)
1426 RC = T(J, I) / 2
  IF Y(J, I) < T(J, I) THEN 1427
  TETA = 2 * PI: GOTO 1428
1427 TETA = PI + 2 * ATN((Y(J, I) / RC - 1) / (SQR(-(Y(J, I) / RC - 1) ^ 2 + 1)))
1428 E(J, I) = (T(J, I) ^ 2 / 8) * (TETA - SIN(TETA))
  E(I, J) = E(J, I)
1430 V(J, I) = (L(J, I) / (DT * R(J, I))) * V(J, I)
  V(J, I) = V(J, I) + (H(J) - H(I)) / R(J, I)
  V(J, I) = V(J, I) - (((H(J) - H(I)) * F(J, I)) / R(J, I))
  V(J, I) = V(J, I) + (F(J, I) / R(J, I)) * (Z(J) - Z(I))
1455 V(I, J) = -V(J, I)
  BB(J, I) = 2 * SQR(Y(J, I) * (T(J, I) - Y(J, I)))
  BB(I, J) = BB(J, I)
  IF Y(J, I) >= T(J, I) THEN YM = 0 ELSE YM = E(J, I) / BB(J, I)
  IF Y(I, J) >= T(I, J) THEN F(J, I) = 0 ELSE F(J, I) = (V(J, I) ^ 2) / (9.81 * YM)
1456 F(I, J) = F(J, I)
  IF Y(J, I) >= T(J, I) THEN BB(J, I) = 0
1460 G(J, I) = V(J, I) * E(J, I)
  G(I, J) = -G(J, I)
  IF TM = LL THEN
    PRINT #1, "G("; I; ", "; J; ")="; G(I, J),
    PRINT #1, "Y("; I; ", "; J; ")="; Y(I, J)
  END IF
  PRINT #1, "G("; I; ", "; J; ")="; G(I, J),
  PRINT #1, "Y("; I; ", "; J; ")="; Y(I, J)
  PM = TETA * T(J, I) / 2
  RH = E(J, I) / PM
  R(J, I) = ((RG ^ 2) * L(J, I) * ABS(V(J, I))) / RH ^ (4 / 3)
  R(J, I) = R(J, I) + L(J, I) / DT
  R(I, J) = R(J, I)
1520 O(J, I) = BB(J, I) * L(J, I)
  W(J, I) = (2 * O(J, I) * ABS(V(J, I))) / (DT * E(J, I))
  W(I, J) = W(J, I)
  OO(J) = O(J, I)
1560 NEXT I
1570 NEXT J
IF TM < 0 OR TM > TMH THEN
ELSE
  irow = irow + 1
  G10(irow) = G(1, 0)
END IF
REM CALCULO DE VOLUMEN Y GASTOS DERRAMADOS
FOR K = 1 TO N

```

```

FOR I = 0 TO L
IF L(K, I) = 0 THEN 1575
IF H(K) >= TN(K) THEN
IF TM <= 0 GOTO 1575
SUM(K) = SUM(K) + G(K, I)
END IF
1575 NEXT I
IF H(K) >= TN(K) THEN
IF TM <= 0 GOTO 1577
SUM(K) = SUM(K) - Q(K)
IF SUM(K) > 0 THEN SUM(K) = 0
SUM(K) = ABS(SUM(K))
VD(K) = VD(K) + SUM(K) * TT
PRINT "QD(", K; ")="; SUM(K)
PRINT "VD(", K; ") ACUMULADO="; VD(K)
END IF
1576 IF TM = LL THEN
IF H(K) < TN(K) THEN 1577
PRINT #1, "QDI(", K; ")="; SUM(K)
PRINT #1, "VDA(", K; ")="; VD(K)
END IF
1577 NEXT K
REM AREA EN PLANTA TRAMOS AGUAS ARRIBA
OO(19) = O(18, 19)
OO(23) = O(22, 23)
OO(27) = O(26, 27)
OO(32) = O(31, 32)

1580 REM ELEMENTOS DE LA MATRIZ
1590 DIM A(L, L), B(L), C(N), D(N)
1600 FOR K = 1 TO N
1610 FOR I = 0 TO L
1620 IF L(K, I) = 0 THEN 1650
1630 A(K, I) = -(1 - F(K, I)) * (E(K, I) / R(K, I))
1640 A(I, K) = A(K, I)
U(K, I) = W(K, I) * (E(K, I) / R(K, I))
U(I, K) = U(K, I)
1650 NEXT I
1660 NEXT K
1670 FOR K = 1 TO N
1680 FOR I = 0 TO L
1690 IF L(K, I) = 0 THEN 1710
1700 A(K, K) = A(K, K) + ABS(A(K, I)) + U(K, I)
1710 NEXT I
1720 A(K, K) = A(K, K) + OO(K) / TT
1730 NEXT K
1740 FOR K = 1 TO N
IF H(K) >= TN(K) THEN Q(K) = 0
1750 B(K) = H(0) * ABS(A(K, 0)) + Q(K)
1760 NEXT K
1770 FOR K = 1 TO N
1780 FOR I = N + 1 TO L
1790 IF M = 0 THEN 1830
1800 B(K) = B(K) + H(I) * ABS(A(K, I))

```



```

1810 NEXT I
1820 NEXT K
1830 FOR K = 1 TO N
1840 FOR I = 0 TO L
1850 IF L(K, I) = 0 THEN 1900
1860 VK = (L(K, I) / R(K, I)) * (-G(K, I))
1870 FK = (F(K, I) * E(K, I)) / R(K, I)
1880 FK = FK * (Z(I) - Z(K))
1890 B(K) = B(K) + VK / DT + FK + U(K, I) * H(K)
1900 NEXT I
1910 B(K) = B(K) + (OO(K) * H(K)) / TT
1920 NEXT K
REM METODO DE CROUT
  FOR J = 2 TO N
    IF A(1, J) = 0 THEN 1925
    A(1, J) = A(1, J) / A(1, 1)
  1925 NEXT J
  B(1) = B(1) / A(1, 1)
  FOR J = 2 TO N
    FOR I = J TO N
      FOR K = 1 TO J - 1
        IF A(I, K) = 0 THEN 1935
        A(I, J) = A(I, J) - A(I, K) * A(K, J)
      1935 NEXT K
    NEXT I
    FOR I = J + 1 TO N
      A(I, J) = A(I, J) / A(J, J)
    NEXT I
  1955 SUT = 0
  FOR K = 1 TO J - 1
    IF A(J, K) = 0 THEN 1965
    SUT = SUT + A(J, K) * B(K)
  1965 NEXT K
  B(J) = (B(J) - SUT) / A(J, J)
  NEXT J
H(N) = B(N)
FOR I = N - 1 TO 1 STEP -1
  SUR = 0
  FOR K = I + 1 TO N
    SUR = SUR + A(I, K) * H(K)
  NEXT K
  H(I) = B(I) - SUR
NEXT I
2001 REM CALCULO DEL TIRANTE CRITICO
REM METODO DE BISECCION
IF TM < 0 THEN 2110
IF G(1, 0) <= 0 THEN 2110
AL = .005
BL = T(1, 0)
ER = .001
RL = (G(1, 0)) ^ 2 / 9.81
RC = T(1, 0) / 2
2020 PL = (AL + BL) / 2
TETA1 = PI + 2 * ATN((PL / RC - 1) / (SQR(-(PL / RC - 1) ^ 2 + 1)))

```

```

E1 = (T(1, 0) ^ 2 / 8) * (TETA1 - SIN(TETA1))
B1 = 2 * SQR(PL * (T(1, 0) - PL))
YL = RL - (E1 ^ 3 / B1)
IF ABS(YL) < ER THEN 2030
TETA2 = PI + 2 * ATN((AL / RC - 1) / (SQR(-(AL / RC - 1) ^ 2 + 1)))
E2 = (T(1, 0) ^ 2 / 8) * (TETA2 - SIN(TETA2))
B2 = 2 * SQR(AL * (T(1, 0) - AL))
YY = RL - (E2 ^ 3 / B2)
SL = YL * YY
IF SL > 0 THEN AL = PL ELSE BL = PL
GOTO 2020
2030 PRINT "Y CRITICO="; PL
PRINT #1, "Y CRITICO="; PL
H(0) = Z(0) + PL

2110 IF TM = LL THEN LL = LL + NI
    ERASE A, B, C, D
2111 FOR I = 1 TO N
    SUM(I) = 0
    IF H(I) >= TN(I) THEN H(I) = TN(I)
    IF H(I) <= Z(I) THEN H(I) = Z(I) + .01
NEXT I
IF T = Z THEN
PRINT "PORCENTAJE DE DERRAME EN TRAMOS CONFLICTIVOS"
PRINT #1, "PORCENTAJE DE DERRAME EN TRAMOS CONFLICTIVOS"
FOR I = 1 TO N
VOLT = VOLT + VD(I)
NEXT I
FOR I = 1 TO N
IF VD(I) = 0 THEN 2119
VF(I) = (VD(I) / VOLT) * 100
PRINT "VF("; I; ")="; VF(I),
PRINT "VD("; I; ")="; VD(I)
PRINT #1, "VF("; I; ")="; VF(I),
PRINT #1, "VD("; I; ")="; VD(I)
2119 NEXT I
END IF
2120 NEXT T

CALL GRAFICOS1(TT, IMH, X, Z, QE(), G10(), H(), HF())
END
REM Rutina para graficar hidrograma entrada-salida
SUB GRAFICOS1 (TT, IMH, X, Z, QE(), G10(), H(), HF())
SCREEN 9 '(640x350)
'----- cje x (t) -----
LINE (0, 349)-(640, 349)
LOCATE 25, 78: PRINT "t"
'----- cje Q (G(1,0)) -----
LINE (0, 349)-(0, 0)
LOCATE 1, 1: PRINT "Q"
'----- max de G10 -----
FOR I = 1 TO (IMH + 1)
    IF QE(I) > Gmax THEN Gmax = QE(I)
    IF G10(I) > G10max THEN

```

```

      G10max = G10(I)
      Tmax = I
    ELSE
    END IF
  NEXT I
' ----- escala vertical -----
escG10 = 349 / Gmax
' ----- escala horizontal -----
cscT = 639 / (IMH + 1)
PSET (0, 349), 5
FOR I = 0 TO IMH
  X1 = cscT * I
  Y1 = escG10 * G10(I+1)
  LINE -(X1, 349 - Y1), 5
NEXT I
PSET (0, 349), 5
FOR I = 0 TO IMH
  X1 = cscT * I
  Y2 = escG10 * QE(I + 1)
  LINE -(X1, 349 - Y2), 3
NEXT I
LOCATE 2, 50: PRINT "QEmax ="; Gmax: "[m3/s]"
LOCATE 3, 50: PRINT "QSmx ="; G10max: "[m3/s]"
LOCATE 4, 50: PRINT "Tmax ="; Tmax * TT / 60; "[min]"
LOCATE 5, 50: PRINT "DT ="; TT: "[s]"
22 K$ = INKEY$
21 IF K$ = "" THEN 22
END
END SUB

```

APENDICE C

DEFINICION DE VARIABLES DEL PROGRAMA DE COMPUTADORA

TT= intervalo de tiempo en segundos.

TM= tiempo en minutos.

X= número de intervalos de "calentamiento".

HY(N)= tiempo en minutos de la rama ascendente del hidrograma de entrada.

HU(N)= tiempo en minutos del gasto pico del hidrograma de entrada.

HW(N)= tiempo en minutos de la rama descendente del hidrograma de entrada.

Z= número total de intervalos de simulación.

N= número de celdas incógnitas.

M= número de condiciones de frontera adicionales a la principal.

RG= coeficiente de rugosidad de Manning.

QB= gasto base en m³/seg.

NI= frecuencia de impresión en minutos.

TS= tiempo de simulación en horas.

T(L,L)= diámetro del tubo en metros.

L(L,L)= longitud del tramo en metros.

MN(L,L)= arreglo de la secuencia de los tramos de la numeración de la red.

BB(L,L)= ancho de superficie libre del agua.

VD(N)= volumen derramado en un tramo.

SUM(N)= sumatoria de gastos en un nudo.

VF(N)= volumen final de derrames en por ciento.

$H(L)$ = elevación de la carga piezométrica.

$TN(L)$ = elevación del terreno natural

$Q(N)$ = gasto del hidrograma de entrada al colector.

$O(L,L)$ = área en planta del ancho de superficie libre del agua.

$V(L,L)$ = velocidad en un tramo.

$G(L,L)$ = gasto en un tramo.

$R(L,L)$ = término C'_{k1}

$F(L,L)$ = número de Froude al cuadrado.

$Y(L,L)$ = tirante.

$E(L,L)$ = área hidráulica

$W(L,L)$ = término de almacenaje.

PM = perímetro mojado.

RH = radio hidráulico.

QE = gasto total que entra al sistema de colectores en un tiempo específico.

YM = tirante hidráulico.

$QD(N)$ = gasto derramado.

$A(L,L)$ = término desconocido del sistema de ecuaciones.

$B(L)$ = término conocido del sistema de ecuaciones.

AL = límite inferior del método de bisección.

BL = límite superior del método de bisección.

PL = tirante crítico.

TMH = tiempo máximo de los hidrogramas de entrada al sistema.

IMH = valor del intervalo máximo de los hidrogramas de entrada al sistema.