

22
120



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

Facultad de Ingeniería

Teoría y Aplicaciones del Hidrograma Unitario

T E S I S

Que para obtener el título de:
INGENIERO CIVIL
p r e s e n t a :
TEODOLFO MARTINEZ TOLEDANO



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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



UNIVERSIDAD NACIONAL

INGENIERIA

Al Pasante señor TEODOLFO MARTINEZ TOLEDANO
P r e s e n t e .

En atención a su solicitud relativa, me es grato transcribir a usted a continuación el tema que aprobado por esta Dirección propuso el Profesor Ing. Humberto Gardea Véllegas, para que lo desarrolle como tesis en su Examen Profesional de Ingeniero CIVIL.

"TEORIA Y APLICACIONES DEL HIDROGRAMA UNITARIO"

Introducción

- I. Generalidades
- II. Hidrogramas de avenidas
- III. Hidrograma unitario (H.U.)
- IV. Curva "S"
- V. Hidrograma unitario sintético (H.U.S.)
- VI. Precipitación máxima probable (P.M.P.)
- VII. Aplicaciones
- VIII. Conclusiones

Ruego a usted se sirva tomar debida nota de que en cumplimiento de lo especificado por la Ley de Profesiones deberá prestar Servicio Social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito indispensable para sus tentar Examen Profesional; así como de la disposición de la Dirección General de Servicios Escolares en el sentido de que se imprima en lugar visible de los ejemplares de la tesis, el título del trabajo realizado.

Atentamente

"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"

Cd. Universitaria, a 13 de octubre de 1981

EL DIRECTOR

ING. JAVIER JIMENEZ ESPINOZA.

I N D I C E

Página

	INTRODUCCION	3
II	GENERALIDADES	I - 5
1.1)	<u>Campos de desarrollo de la ingeniería hidráulica</u>	I - 6
1.2)	<u>La cantidad del agua</u>	I - 6
1.3)	<u>La calidad del agua</u>	I - 7
1.4)	<u>La precipitación pluvial</u>	I - 7
1.5)	<u>Uso de los registros de aforo y de precipitación</u>	I - 7
1.6)	<u>Datos de la cuenca</u>	I - 8
III	HIDROGRAMAS DE AVENIDAS	II - 9
2.1)	<u>Comentarios generales</u>	II - 9
2.2)	<u>Componentes del escurrimiento</u>	II - 10
2.3)	<u>Estudio del hidrograma</u>	II - 12
2.4)	<u>Forma del hidrograma</u>	II - 12
2.5)	<u>Análisis de hidrogramas</u>	II - 15
IIII	HIDROGRAMA UNITARIO	III - 20
3.1)	<u>Aspectos generales</u>	III - 20
3.2)	<u>Principios e hipótesis en que se basa el método</u>	III - 21
3.3)	<u>Duración de la lluvia</u>	III - 22
3.4)	<u>Distribución de la lluvia y el escurrimiento dentro de la cuenca</u>	III - 22
3.5)	<u>Obtención del hidrograma Unitario (H.U.)</u>	III - 23
3.6)	<u>Construcción del H.U. a partir de lluvias complejas</u>	III - 23
3.7)	<u>Obtención del H.U. en forma secuencial</u>	III - 25
3.8)	<u>Utilización del H.U.</u>	III - 26

		Página
IV	CURVA "S"	IV - 30
4.1)	<u>Discusión general</u>	IV - 30
4.2)	<u>Obtención de la curva "S" en forma simplificada</u>	IV - 31
4.3)	<u>Gasto de equilibrio de la curva "S"</u>	IV - 31
V	HIDROGRAMA UNITARIO SINTETICO (H.U.S.)	V - 34
5.1)	<u>Hidrograma unitario para una duración estándar de la lluvia en exceso</u>	V - 35
5.2)	<u>Obtención del hidrograma unitario para una duración diferente a la estándar</u>	V - 37
5.3)	<u>Construcción del hidrograma unitario sintético</u>	V - 38
5.4)	<u>Consideraciones útiles para aplicar el hidrograma unitario sintético</u>	V - 39
VI	PRECIPITACION MAXIMA PROBABLE (PMP)	VI - 48
6.1)	<u>Métodos para estimar la PMP</u>	VI - 48
6.1.1)	<u>Maximización de los parámetros de los modelos de tormentas</u>	VI - 49
6.1.2)	<u>Transposición de tormentas</u>	VI - 49
6.1.3)	<u>Método Estadístico o Método de Hershfield</u>	VI - 50
6.2)	<u>Ejemplo de aplicación.</u>	VI - 53
VII	APLICACIONES	VII - 63
7.1)	<u>Obtención del H.U. para la cuenca del río La Parota</u>	VII - 63
7.2)	<u>Aplicación de la curva "S"</u>	VII - 70
7.3)	<u>Obtención del H.U.S. para la cuenca del Alto Tacámbaro</u>	VII - 72
7.4)	<u>Obtención de la avenida máxima probable en la cuenca del Alto Tacámbaro</u>	VII - 78
VIII	CONCLUSIONES	VII - 92
	REFERENCIAS	95

INTRODUCCION

Considerando la necesidad de contar con métodos que permitan relacionar la lluvia y el escurrimiento que se generan en una cuenca, se presenta en este trabajo el método del Hidrograma Unitario, el cual permitirá llevar a cabo la relación Lluvia - Escurrimiento en forma sencilla y de resultados aceptablemente buenos, comparados con los que se obtienen al aplicar otros métodos como son, el método de la Fórmula Racional y el Método de Chow, entre otros, los cuales son utilizados para obtener la avenida máxima, en cuencas donde no existe información hidrométrica.

Este trabajo está dedicado principalmente a los alumnos que cursan la materia de hidrología en esta Facultad, y también a todas aquellas personas interesadas en el estudio de las avenidas. Los estudiantes encontrarán en este trabajo una fuente de consulta que les permitirá visualizar la utilización y finalidad práctica del método del Hidrograma Unitario. El criterio que aquí se presenta podrá ser aplicado a cualquier área en la que se disponga de datos fisiográficos e hidrológicos. En el caso de no existir información hidrológica en la cuenca de estudio, se utilizará la información de las cuencas cercanas similares a la de interés.

El presente estudio consta de ocho capítulos, el primero de ellos trata sobre algunos aspectos generales que se deben tomar en cuenta al realizar un estudio hidrológico; el siguiente capítulo expone lo que se refiere al análisis de hidrogramas, comparación entre el flujo base y el escurrimiento directo y también se tratan los diferentes tipos de escurrimiento que dan origen a los hidrogramas de avenidas y sus características más importantes. En el tercer capítulo se describe el método del Hidrograma Unitario, sus bases e hipótesis y se describe en forma sencilla la secuencia de aplicación; posteriormente

se muestra cómo se puede pasar de un Hidrograma Unitario obtenido para una cierta duración a otro cuya duración sea diferente, empleando para ésto la técnica de la Curva "S", la cual se trata con detalle en el Capítulo IV de este trabajo.

En muchas ocasiones, las cuencas en donde se pretende obtener el Hidrograma Unitario, no cuentan con la información necesaria para obtenerlo, en estos casos es común emplear la información hidrológica existente en las cuencas cercanas y así poder obtener el Hidrograma Unitario en forma sintética para la cuenca de interés. En el Capítulo V se presenta un método que permitirá suplir la deficiencia en la información antes mencionada. Posterior a este último capítulo se describe un método que permite obtener la precipitación máxima probable, la cual asociada a un modelo Lluvia - Escurrimiento permitirá obtener la avenida máxima probable en un sitio determinado.

Los últimos dos capítulos de la tesis, son los que se refieren a la parte de aplicaciones y conclusiones de la misma.

GENERALIDADES

Hoy día, la hidrología se presenta esencialmente como la ciencia que estudia las modalidades que pueden presentarse y las disponibilidades variables en el tiempo y en el espacio del elemento básico puesto en obra por el ingeniero hidráulico: el agua.

Es por esto por lo que la hidrología, que nació bajo los auspicios de las ciencias de la tierra, ha llegado a ser una de las ciencias fundamentales del ingeniero.

La hidrología puede ser definida, brevemente, como la ciencia que estudia el ciclo del agua en la naturaleza y la evaluación de esta en la superficie de la tierra y bajo el suelo, en sus tres estados: líquido, sólido y gaseoso, estando una de sus ramas principales consagrada al análisis del caudal de las corrientes de agua.

La hidrología recurre a numerosas ciencias, algunas relacionadas con la física terrestre, como son la meteorología, la climatología, la geografía física, la geología, la oceanografía, etc., así como otras más generales, como la agronomía, la mecánica de suelos, la hidráulica, la estadística matemática, etc.

Considerada primero, bajo su aspecto descriptivo, como una rama de la geografía física, la hidrología se ha convertido en la actualidad en una técnica importante de las artes del ingeniero interesado en la explotación o control de las aguas naturales.

Los estudios hidrológicos más o menos profundos son indispensables, desde el comienzo, en la formación de proyectos para centrales hidroeléctricas, distribución de aguas, obras de protección y drenaje entre otros. La dimensión, seguridad y buena explotación de las obras hidráulicas están siempre unidas a una correcta evaluación, no sólo de los caudales disponibles, sino también, y sobre todo, de los escurrimientos extremos; el problema de la previsión de los caudales ordinarios o extraordinarios es, por otra parte, uno de los más importantes en la práctica, y ha dado lugar a una multitud de estudios; la mayor parte de éstos apelan a los recursos del cálculo de las probabilidades.

La preparación de los planes globales de desarrollo de los países subdesarrollados y también de las zonas muy industrializadas, implica a menudo un estudio hidrológico suficientemente amplio para hacer el inventario de los recursos de aguas superficiales y de aguas subterráneas de las regiones consideradas.

El desarrollo y aprovechamiento de los recursos hidráulicos requiere y exige la concepción, planeación, diseño, construcción y operación de instalaciones para controlar y utilizar el agua. Básicamente ésta es una función de los Ingenieros Civiles, pero son necesarios los servicios de especialistas de otros campos profesionales. Cada proyecto para el desarrollo y aprovechamiento de las aguas, se enfrenta a un grupo especial y único de condiciones físicas a los cuales debe adaptarse y, por lo tanto, los diseños estandarizados o tipificados, que lleven a soluciones simples de manual o instructivo, raras veces se pueden utilizar. Las condiciones especiales de cada proyecto deben tomarse en cuenta, y los problemas derivados de los mismos deberán resolverse por medio de una aplicación integrada del conocimiento de muchas disciplinas.

1.1) Campos de desarrollo de la Ingeniería Hidráulica

El agua se controla y regula para servir a una amplia variedad de propósitos. El control de las avenidas, el drenaje de los terrenos, el alcantarillado, estructuras de cruce de los caminos entre otros son algunas aplicaciones de la Ingeniería Hidráulica.

1.2) La cantidad de agua

Casi todos los diseños de proyectos para el aprovechamiento hidráulico, dependen de la solución que se dé a la siguiente pregunta: ¿Con cuánta agua se contará? Las contestaciones o soluciones a esta pregunta se encuentran por medio de la aplicación

de la hidrología. Los gastos máximos de escurrimiento constituyen las bases para el diseño de algunas estructuras hidráulicas, mientras que el volumen del escurrimiento en períodos más prolongados, es de mucho interés para el diseño de obras que involucran la utilización del agua (presas de almacenamiento).

1.3) La calidad del agua

Además de que el agua debe ser adecuada en su cantidad, debe, con frecuencia, pasar ciertas pruebas relativas a su calidad. Los problemas sobre la calidad del agua se plantean al planear el abastecimiento de agua y proyectar el riego.

Las corrientes contaminadas crean problemas a la pesca y a la fauna, no son apropiadas para usos recreativos. Las pruebas químicas y bacteriológicas se emplean para determinar la cantidad y carácter de las impurezas en el agua. El ingeniero debe proporcionar las obras e instalaciones necesarias para eliminar o quitar las impurezas del agua por métodos mecánicos, químicos o bacteriológicos.

1.4) La precipitación pluvial

En cada una de las situaciones descritas en la sección precedente son necesarios los datos de precipitación para evaluar factores que se utilizan para calcular volúmenes de escurrimiento, avenidas máximas y láminas de lluvia aprovechable, entre otros. El ingeniero debe reunir datos con respecto a la precipitación durante las mayores tormentas de la región y especialmente en aquellas para las que existan datos de escurrimiento, si es que se pretende conocer la avenida máxima.

1.5) Uso de los registros de aforo y de precipitación

Desde el punto de vista hidrológico, uno de los objetivos de analizar los gastos de una corriente y los registros de las precipitaciones, es la elaboración de procedimientos por los que se pueda obtener el hidrograma (que es una curva que muestra la variación del escurrimiento con respecto al tiempo), que resultará de una precipitación dada. Otro objetivo es la predicción de una avenida con respecto a sus relaciones magnitud - frecuencia basado en los acontecimientos.

1.6) Datos de la cuenca

Se deben reunir todos los datos disponibles respecto a las características de la cuenca. Se debe preparar un mapa del área que queda arriba del emplazamiento de la presa por citar un ejemplo, mostrando el sistema de drenaje y las ubicaciones de todas las estaciones pluviométricas e hidrométricas. Los datos disponibles sobre los tipos de suelo, cobertura vegetal y usos del suelo proporcionan valiosos datos para poder juzgar.

El ingeniero encargado del estudio de las avenidas debe hacer un recorrido de inspección sobre la cuenca para verificar los límites del área de drenaje y los datos sobre lo que cubre el suelo, y así poder determinar si han incluido áreas que no son tributarias dentro de la zona de interés. El recorrido debe también incluir visitas a las cuencas vecinas, si es que se pretende el uso de los registros de dichas cuencas en el estudio. En el Capítulo V se podrá observar la utilidad que representa tomar en cuenta la información existente en las cuencas cercanas.

2.1) Comentarios generales

Para el estudio de los caudales de avenidas por el procedimiento del "Hidrograma Unitario", que explicaremos en los capítulos posteriores, es preciso, previamente, analizar el mayor número posible de hidrogramas de escurrimiento registrados durante avenidas medidas y relacionar estos escurrimientos con las alturas de precipitación registradas.

En general son de mucha importancia los análisis de hidrogramas de avenidas en cuanto a atenuación del daño por inundaciones, predicción de avenidas o para fijar las descargas de diseño de un gran número de estructuras que deben transportar el agua proveniente de avenidas.

Desde que el agua de la lluvia en exceso comienza a correr sobre el terreno, van elevándose los caudales y aunque no existe una terminología hidrológica definida, puede llamarse a esta parte del hidrograma rama ascendente a curva de concentración de caudales, que culmina en la punta del hidrograma, que es la zona de

máximos escurrimientos. Figura (2.1).

El tiempo transcurrido, desde que comienzan los escurrimientos superficiales hasta que todas las precipitaciones efectivas sobre la cuenca contribuyen a incrementar el flujo en la sección de salida de la cuenca, se denomina tiempo de concentración (T_c). Figura (2.1)

El tiempo que separa el centro de gravedad de la precipitación efectiva de una tormenta, al pico del hidrograma de una avenida procedente del escurrimiento superficial, se le denomina tiempo de retraso (T_r). Figura (2.1).

2.2) Componentes del escurrimiento

El camino seguido por una gota de agua desde el momento en el cual alcanza la tierra hasta cuando llega al cauce de una corriente es incierto. Es conveniente imaginar tres caminos principales: escurrimiento superficial, escurrimiento subsuperficial, escurrimiento subterráneo.

El flujo de agua sobre la tierra o escurrimiento superficial, corresponde al volumen de agua que avanza sobre la superficie de la tierra hasta alcanzar una depresión o dren. Tales drenes son numerosos y la distancia que el agua debe viajar como escurrimiento superficial es relativamente corta, siendo raras veces mayor que algunas decenas de metros. Por esta razón, el escurrimiento superficial llega al dren prontamente y si ocurre en cantidad suficiente, es un elemento importante en la formación de los picos de las avenidas. Sin embargo la cantidad de escurrimiento superficial puede ser pequeño, dado que el flujo superficial sobre un suelo permeable sólo puede tener lugar cuando la intensidad de lluvia es mayor que la capacidad de infiltración. En lluvias moderadas o de mediana magnitud, el escurrimiento superficial puede provenir únicamente de las regiones impermeables de las cuencas.

Una porción del agua que se infiltra a través de la superficie de la tierra puede moverse lateralmente en las capas superiores del suelo hasta llegar al cauce de la corriente. Esta agua llamada escurrimiento subsuperficial, se mueve más lentamente que el escurrimiento superficial y alcanza las corrientes posteriormente. La fracción del total del escurrimiento que se presenta como flujo subsuperficial, depende de la geología de la cuenca. Una capa del suelo poco profunda que cubra una formación rocosa o un conglomerado cementado, favorece la existencia de escurrimiento subsuperficial,

mientras que los suelos uniformemente permeables favorecen la filtración hacia la zona de agua subterránea. A pesar de viajar más lentamente que el escurrimiento superficial, el escurrimiento subsuperficial puede ser mayor en cantidad, especialmente en lluvias de intensidad moderada, razón por la cual puede ser éste un factor importante en el comportamiento de los hidrogramas de las corrientes.

Una parte de la precipitación puede infiltrarse hasta llegar al nivel freático. Este aumento en el agua subterránea puede descargarse eventualmente en las corrientes como flujo de agua subterránea (también conocido como flujo base) si el nivel freático intersecta los cauces de las corrientes de la cuenca. La contribución de agua subterránea a las corrientes de agua no puede fluctuar rápidamente debido a la baja velocidad del flujo. En algunas regiones se necesitan más de dos años para que el efecto de un aumento en el agua subterránea descargue en las corrientes.

Las cuencas con suelos superficiales permeables y depósitos grandes que descargan agua subterránea muestran caudales altos sostenidos a lo largo del año, con relación relativamente baja entre caudales de avenida y caudales medios. Las cuencas con suelos superficiales de baja permeabilidad o con alimentación al almacenamiento de agua subterránea presentan relaciones más altas entre caudales pico y promedio con caudales muy bajos o nulas entre avenidas.

Las distinciones presentadas entre los tres componentes del flujo son arbitrarias. El agua puede comenzar su viaje como escurrimiento superficial, infiltrándose desde la lámina de agua superficial y completar su viaje hasta la corriente como escurrimiento subsuperficial. Por otro lado, el escurrimiento subsuperficial puede aflorar a la superficie cuando un estrato relativamente impermeable intersecte las faldas de una colina y así terminar su recorrido hacia la corriente como escurrimiento superficial. En terrenos con calizas, o rocas volcánicas (en general rocas consolidadas con cavernas o fracturas) el agua subterránea se mueve a velocidades relativamente altas y con flujo turbulento a lo largo de los drenes y fracturas que presentan las calizas.

Por conveniencia, ha sido costumbre considerar el flujo total como compuesto únicamente de dos partes: escurrimiento directo y flujo base. La distinción se hace realmente sobre la base del tiempo y no con relación al camino seguido. Se presume que el escurrimiento directo consiste de flujo superficial y una parte sustancial del escu

rimiento subsuperficial, mientras que el flujo base es considerado como compuesto de agua subterránea en su mayoría.

2.3) Estudio del hidrograma

Se llama hidrograma al lugar geométrico de la función $Q = f(t)$, donde normalmente se toman como abscisas los tiempos y como ordenadas los escurrimientos que circulan en una corriente, estos escurrimientos son registrados en una estación de aforos situada generalmente a la salida de la cuenca.

El hidrograma es reflejo y efecto del tipo de precipitación, cuya representación gráfica se llama hietograma y en un sistema cartesiano se acostumbra anotar como abscisas también los tiempos y como ordenadas las intensidades de precipitación.

2.4) Forma del hidrograma

Consideremos un tipo de hidrograma simple registrado en una estación de aforo (figura 2.1), después de una lluvia caída en la cuenca drenada por dicha estación.

Existen tres zonas principales del hidrograma:

- a) La parte que corresponde al ascenso de la avenida es la llamada curva de concentración.
- b) La zona que rodea al punto máximo del hidrograma es llamada punta o cresta del hidrograma.
- c) La zona correspondiente a la disminución progresiva del caudal es designada con el nombre de curva de descensa o de recesión.

2.4.a) Curva de concentración

La forma de esta curva, que representa la subida de la avenida depende:

- De la duración y la heterogeneidad espacial y temporal de la lluvia.
- De la extensión y la disposición de las áreas de la cuenca comprendida entre las líneas isocronas de escurrimiento. A menudo, estas áreas de igual tiempo de recorrido son más extensas en las partes medias y superiores de la cuenca que en la región de sal-

da; esto tiende a causar la concavidad, vuelta hacia arriba, de la curva de concentración. El hidrograma crece, primero lentamente, en el curso de las primeras fases del escurrimiento y más rápidamente, después.

- De las condiciones iniciales de la cuenca (déficit de humedad del suelo y estado de la cobertura vegetal); la tendencia a la aceleración del crecimiento de los caudales al final de la subida se aumenta por el hecho de que la proporción de las aguas meteóricas sustraídas al escurrimiento por intercepción, infiltración y la retención en la superficie es más importante en la primera fase.

2.4.b) Punta o cresta del hidrograma

Se designa con el nombre de "punta o cresta" del hidrograma a la parte comprendida entre el punto de inflexión de la curva de concentración y el punto de inflexión de la curva de descenso. Figura (2.1)

Es muy raro que el hidrograma de una corriente de agua natural presente un flujo sostenido muy marcado, que corresponda a condiciones teóricas; en la práctica, la forma irregular de la cuenca, la heterogeneidad espacial y temporal de la lluvia, infiltraciones, etc., conducen a hidrogramas de uno o muchos picos.

El caudal máximo en la salida de la cuenca se presenta un cierto tiempo después de presentarse la máxima intensidad de la tormenta; a esa demora de reacción del escurrimiento a la salida de la cuenca, se le llama "tiempo de retraso" (T_r). Figura (2.1)

Aparte de la influencia de la capacidad de almacenamiento en la red hidrológica, el flujo de punta lo produce la zona de la cuenca que suministra el caudal de escurrimiento superficial más fuerte. En el caso de una lluvia de intensidad y distribución uniformes, la punta del flujo no puede presentarse antes del fin de la lluvia; esa punta sobreviene con un retraso que depende, a la vez, de las características de la cuenca y de la duración de la lluvia. Si la distribución de la lluvia no es uniforme, la punta estará un tanto más próxima al comienzo de la lluvia, cuanto más esta última esté loca-

lizada cerca de la salida de la cuenca.

Si la intensidad máxima de la lluvia se presenta al inicio de ésta, la punta del hidrograma puede presentarse antes de que finalice dicha lluvia.

Los hidrogramas en muchas cuencas tienen dos o más máximos, aún para una lluvia uniforme de duración relativamente corta. Esto puede resultar de la forma misma de la cuenca, que produce una separación o diferencia de puntas de flujo de los diversos afluentes, sin embargo, a menudo la existencia de muchas puntas refleja simplemente, la heterogeneidad de las precipitaciones en el espacio y en el tiempo.

2.4.c) Curva de recesión

1. Curva de descenso del hidrograma de escurrimiento superficial

La curva de descenso es la única parte del hidrograma que puede ser representada muy aproximadamente por una ecuación general (ecuación 2.1), aplicable a todas las lluvias que caen en una misma cuenca. La misma traduce, en efecto, el escurrimiento del agua acumulada en la cuenca después de la nula apartación de agua meteórica; su forma general debe, pues, ser casi independiente de las variaciones de la intensidad de la lluvia y de las infiltraciones que han engendrado la avenida.

2. Curva de descenso del hidrograma global

Cada componente del escurrimiento del hidrograma llega a la salida de la cuenca por un camino diferente; las curvas de descenso del escurrimiento superficial y del escurrimiento subterráneo tendrán cada uno sus características propias.

La curva de descenso del hidrograma global será la síntesis de esos diversos descensos elementales.

En la primera aproximación, cada una de esas curvas de descenso puede ser representada por una función exponencial desarrollada por Barnes: Ref. (3).

$$Q_t = Q_0 K^t_r \quad \text{_____ (2.1)}$$

donde

Q_t es la descarga en el tiempo "t"

Q_0 es la descarga medida "t" días antes.

K_r es la constante de recesión

t es el tiempo en días entre Q_0 y Q_t

$K_r = (K_r \text{ superficial. } K_r \text{ subsuperficial. } K_r \text{ base})$

En el cuadro (2.1) se presentan los valores típicos de la constante de recesión (K_r).

Componentes	Valores típicos de K_r
Escorrimento superficial	0.05 - 0.20
Escorrimento subsuperficial	0.50 - 0.80
Escorrimento base	0.085 - 0.98

Cuadro 2.1

2.5 Análisis de hidrogramas

La división de un hidrograma en sus componentes (escorrimento directo y escorrimento base), que servirán para análisis posteriores, se conoce como separación del hidrograma o análisis de hidrogramas. Dado que no existe una base real para una distinción entre el escorrimento directo y el aporte de agua subterránea en el flujo de una corriente en un instante cualquiera, y puesto que las definiciones de estos componentes son relativamente arbitrarias, el método de separación es igualmente arbitrario.

Para la aplicación del concepto del Hidrograma Unitario, el método de separación debe ser tal que el tiempo base del escorrimento directo permanezca relativamente constante de tormenta a tormenta. Esto se logra, generalmente, terminando el escorrimento directo un tiempo prefijado después del pico del hidrograma. Como una regla práctica, este tiempo lo podemos conocer de acuerdo a la fórmula desarrollada por Linsley y Kohler. Ref. (3).

$$N = 0.827 A^{0.2} \quad \text{_____} \quad (2.2)$$

donde

N está dado en días

A es el área de drenaje en Km²

En la figura (2.2), se muestra el método antes descrito y algunos otros métodos de separación entre el escurrimiento directo y el escurrimiento base.

COMPONENTES DEL HIDROGRAMA

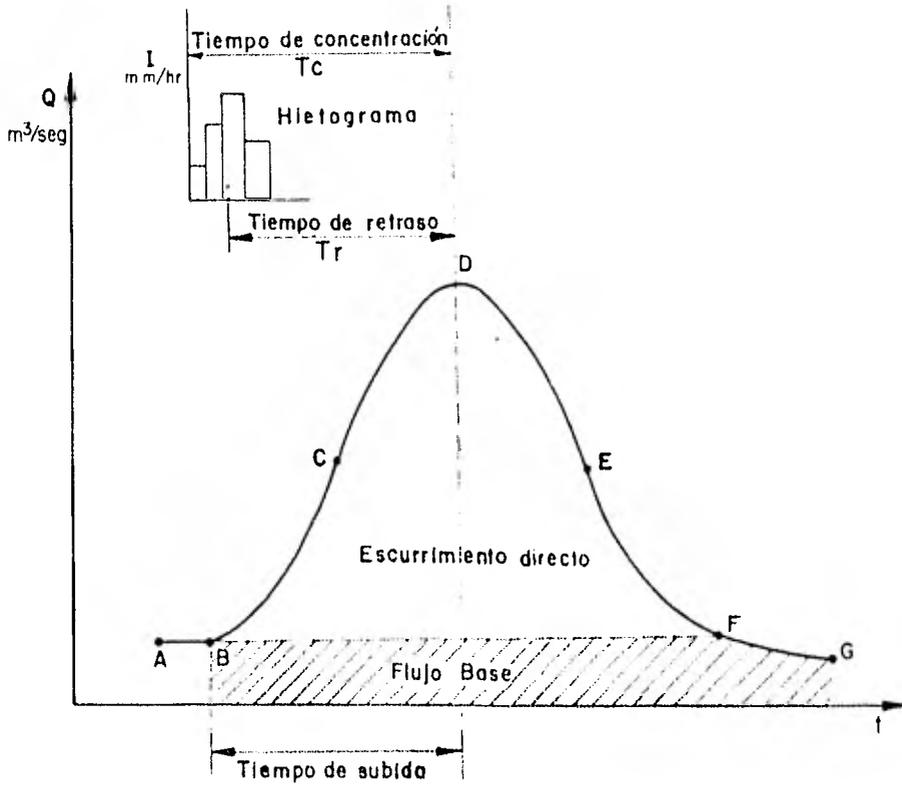


Figura 2.1

AB = rama de entrada

BC = rama de ascenso

CE = segmento de cresta

EF = rama de recesión

FG = vaciado del agua subterránea

C = punto de inflexión de la curva de concentración

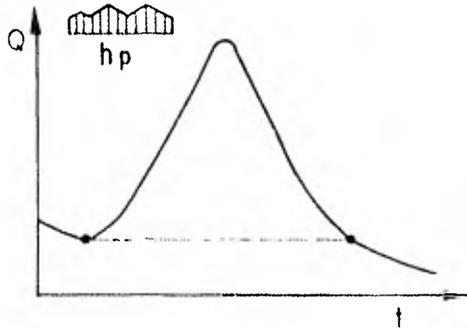
D = punto pico

E = punto de inflexión de la curva de descenso

F = punto de vaciado del escurrimiento superficial

SEPARACION DEL FLUJO BASE

1)- Método de línea recta

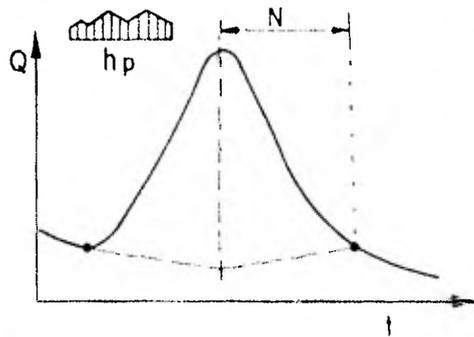


2)- Método de línea quebrada

$$N = 0.827 A^{0.2}$$

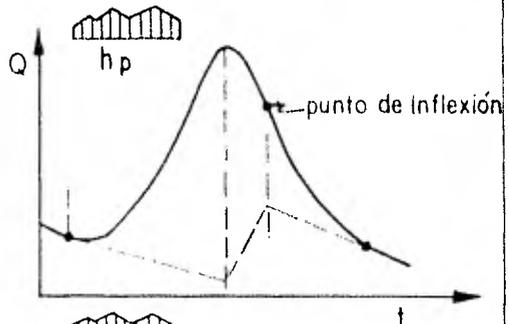
N en días

A en Km²



3)- Método de la doble tangente

Se trazan tangentes con respecto a la rama de entrada y con respecto a la rama de descarga, hasta intersectar las líneas verticales mostradas en la figura.



4)- Método de curva

Es similar al anterior, sólo que se suaviza en forma de curva.

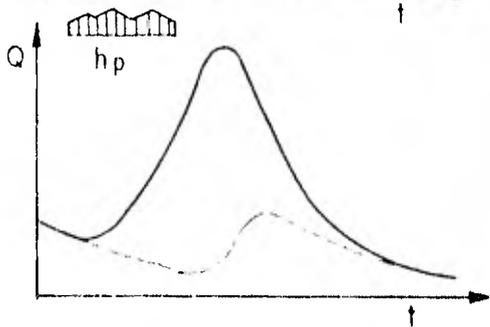
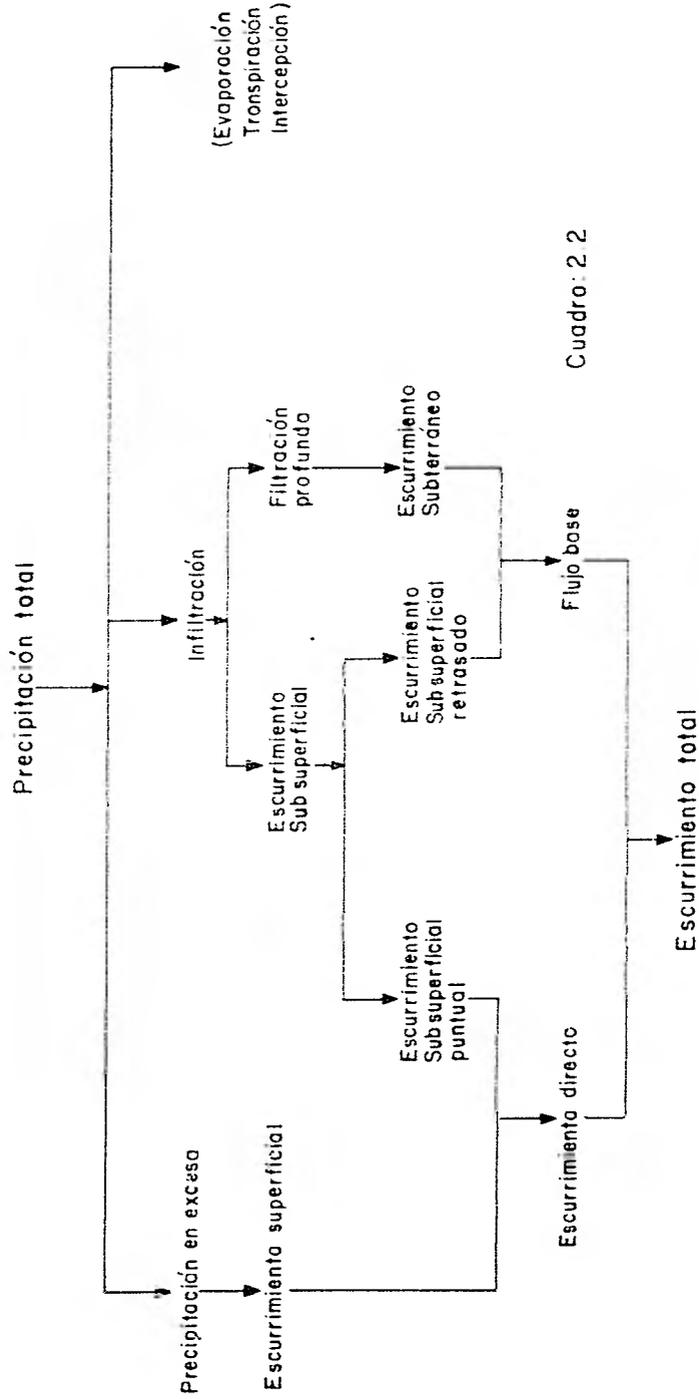


Figura 2.2

COMPONENTES DEL ESCURRIMIENTO TOTAL



Cuadro 2.2

Hidrograma total de escurrimiento - escurrimiento base = hidrograma de escurrimiento directo

3.1 Aspectos Generales

Uno de los métodos que permiten relacionar la precipitación con el escurrimiento es el método del Hidrograma Unitario. Para su aplicación es necesario contar con una estación de aforos de gastos en la salida de la cuenca considerada y con una estación pluviográfica.

El método de H. U. fue propuesto por Le Roy Sherman en el año de 1932, este método tiene por objeto la determinación del hidrograma de escurrimiento superficial en la salida de una cuenca a partir de los pluviogramas correspondientes a las lluvias caídas en dicha cuenca.

El H. U. es muy empleado en los Estados Unidos de Norteamérica, su uso tiende a extenderse principalmente para el cálculo de avenidas, además de dar los elementos de una teoría general de la transformación "Intensidad de Lluvia-Escurrimiento" que permitirá poner mejor en evidencia los límites de aplicación de métodos más simples y más rápidos, como el método llamado "Racional" a veces utilizada para el cálculo de las redes de drenaje urbanas o agrícolas.

Es importante señalar que los principios básicos del método se aplican exclusivamente a la fracción del escurrimiento total en la salida de la cuenca aportado sólo por el escurrimiento superficial. Además, las lluvias consideradas en la teoría

del hidrograma unitario son las que representan las alturas de lluvia en exceso, que es definida como la diferencia entre la lluvia total y las pérdidas (por infiltración y retención superficial) de precipitación. La determinación de esas pérdidas y de la duración de la lluvia en exceso será una de las dificultades de la aplicación práctica del método.

3.2 Principios e hipótesis en que se basa el método

3.2.1 Para lluvias en exceso de intensidad uniforme sobre una cuenca dada; intensidades diferentes de la misma duración producen escurrimiento de la misma duración, aunque de volúmenes diferentes. Esta es una regla empírica cercana a la realidad.

3.2.2 Si suponemos lluvias en exceso de intensidad uniforme, diferentes intensidades de la misma duración producen hidrogramas cuyas ordenadas son proporcionales a dichas intensidades de lluvia o volúmenes escurridos. Es decir, para intensidades "i" ó "ni" las ordenadas para cualquier instante serán "q" ó "nq", respectivamente. Nótese que cada hidrograma unitario está asociado a una duración "d". En la figura (3.1) se ilustra este segundo principio.

3.2.3 Es aplicable el principio de superposición a hidrogramas resultantes de períodos continuos o aislados de lluvia en exceso de intensidad uniforme. Aplicando este principio, se ha obtenido el hidrograma resultante de tres tormentas separadas sumando los tres hidrogramas que corresponden a cada tormenta. Figura (3.2).

Tomando en cuenta todo lo anterior se pueden hacer las siguientes observaciones acerca de las características de un hidrograma unitario:

- a) La precipitación durante la tormenta, se supone que es uniforme en intensidad y que se distribuye uniformemente en toda la cuenca.
- b) El área bajo el hidrograma unitario representa un volumen que es igual al área de la cuenca multiplicada por la altura de lluvia unitaria. Usualmente se acostumbra tomar 1 cm.

- c) Siempre que se presente en la cuenca una tormenta de determinadas características, el resultado será el mismo hidrograma unitario y si se presentan variaciones en la intensidad de tormenta sin cambiar su duración el tiempo base del hidrograma unitario será el mismo, pero el pico será proporcional a la intensidad. La duración de la tormenta será menor o igual que el tiempo al pico del hidrograma o que el tiempo de concentración (T_c) en la cuenca.
- d) El hidrograma unitario pretende representar todas las características físicas de la cuenca que influyen en su comportamiento hidráulico. Las características variables de una tormenta son las que influyen sobre la forma del hidrograma resultante.

3.3 Duración de la lluvia

Como el hidrograma unitario representa siempre un determinado volumen constante de escurrimiento, el alargamiento o acortamiento del tiempo base (T_b), resultará en la reducción o aumento del pico. Por eso es que el hidrograma unitario deducido a partir de una tormenta de determinada duración, sólo puede ser aplicado a tormentas que tengan la misma duración. Sin embargo es posible modificar el hidrograma unitario de que se disponga para duraciones diferentes, por medio de la curva "S", la cual se estudiará con mayor detalle en el Capítulo IV de este trabajo.

3.4 Distribución de la lluvia y el escurrimiento dentro de la cuenca.

Dentro de una cuenca dada, puede haber regiones de máxima aportación de escurrimiento que afecten la forma del hidrograma dependiendo de qué tan cerca de la salida de la cuenca estén estas regiones.

Por ejemplo, si están muy cerca, el pico se presenta muy pronto y si están muy lejos hay mayor almacenamiento. En la figura (3.3) se puede observar lo antes mencionado.

Esta circunstancia ocasiona que se cometan errores muy grandes al

aplicar el método del H.U. a cuencas demasiado grandes, aunque no hay reglas para establecer el tamaño máximo que deba tener la cuenca.

3.5) Obtención del Hidrograma Unitario

El primer paso es escoger el hidrograma originado por una tormenta aislada, de intensidad más o menos uniforme y de duración adecuada. En este hidrograma, se separa el escurrimiento directo del escurrimiento base por alguno de los métodos disponibles y se procede a calcular el volumen de escurrimiento directo. Después, se obtiene la altura de lluvia efectiva o en exceso, dividiendo este volumen entre el área de la cuenca.

Las ordenadas del hidrograma de escurrimiento directo se dividen entre esta altura, obteniéndose así las ordenadas del hidrograma unitario. Sin embargo un hidrograma unitario obtenido de una sola tormenta, no es satisfactorio, por lo que conviene obtener varios hidrogramas unitarios de la misma duración y deducir de ellos un hidrograma unitario medio. Este no sería un promedio aritmético de las coordenadas, ya que si los picos no ocurren al mismo tiempo, el pico sería menor que el promedio de los picos individuales. El procedimiento correcto consiste en calcular el promedio de los gastos máximos y de los tiempos a los picos. Así el hidrograma unitario medio se grafica de modo que se adapte a la forma de los individuales pasando por el pico promedio calculado y asegurando que su volumen sea unitario. Lo anteriormente descrito se puede observar en la figura (3.4).

3.6) Construcción del Hidrograma Unitario a partir de las lluvias complejas (con intensidad no uniforme)

En ausencia de observaciones concernientes a tormentas aisladas, se puede estar en la necesidad de establecer el hidrograma unitario de la cuenca a partir de las observaciones hechas en el curso de un largo período de lluvias continuas. Se verá aquí a título de ejemplo, un método simple pero aproximado que permite establecer el hidrograma unitario a partir de tales datos.

Supongamos que las observaciones hayan conducido al hidrograma de escurrimiento superficial y al pluviograma medio (de la lluvia en exceso) dados por la figura (3.5). La avenida resulta de una lluvia de intensidad variable y duración triple a la de las lluvias unitarias de la cuenca.

Descompondremos esta lluvia real en tres lluvias elementales yuxtapuestas cada una de intensidad constante (figura 3.5) y de duración d : admitiremos que el hidrograma de escurrimiento global es la suma de los tres hidrogramas relativos a esas lluvias.

Supongamos el problema resuelto y que h_1, h_2, h_3, \dots , etc., son las ordenadas del hidrograma unitario buscado en los tiempos $d, 2d, 3d, \dots$, etc. Es claro que podemos entonces trazar los hidrogramas correspondientes a las tres lluvias elementales de intensidad constantes i_1, i_2, i_3 .

En efecto, las curvas correspondientes son afines con el hidrograma unitario y sus relaciones de afinidad respectivas son: i_1, i_2, i_3 .

Por tanto:

Las ordenadas del hidrograma de la primera lluvia son respectivamente $i_1 h_1, i_1 h_2, i_1 h_3, i_1 h_4$, etc., para las abscisas $d, 2d, 3d, 4d$, etcétera.

Las ordenadas del hidrograma de la segunda lluvia son respectivamente $i_2 h_1, i_2 h_2, i_2 h_3$, etc., para las abscisas $2d, 3d, 4d$, etc.

Las ordenadas del hidrograma de la tercera lluvia le corresponden $i_3 h_1, i_3 h_2, i_3 h_3$, etc. para las abscisas $3d, 4d, 5d$, etc.

El hidrograma global de escurrimiento resulta de la composición de los tres hidrogramas anteriores separados de tal manera que sus orígenes coincidan con el comienzo de la lluvia elemental correspondiente.

Si q_1, q_2, q_3, \dots representan las ordenadas del hidrograma global respectivamente de los tiempos $d, 2d, 3d$, el simple examen de la figura (3.5) muestra que se tiene: Ref. (4)

$$\begin{aligned}
 q_1 &= i_1 h_1 \\
 q_2 &= i_1 h_2 + i_2 h_1 \\
 q_3 &= i_1 h_3 + i_2 h_2 + i_3 h_1 \\
 q_4 &= i_1 h_4 + i_2 h_3 + i_3 h_2 \\
 &\text{etc.}
 \end{aligned}
 \tag{3.1}$$

Se obtiene así un sistema de ecuaciones lineales simultáneas que

permite calcular las ordenadas h_1, h_2, h_3, \dots del hidrograma unitario a partir de los caudales q_1, q_2, q_3, \dots dados por el hidrograma observado y de las intensidades de lluvia en exceso i_1, i_2, i_3, \dots dadas por el pluviograma correspondiente.

Uno de los puntos débiles de este método es que un error sobre q_1 , por ejemplo, repercute sobre todos los valores de "h", y a falta de una satisfactoria compensación de las diferencias sobre los diversos datos, las ecuaciones anteriores pueden conducir a valores de "h" poco aproximados.

Por otra parte, el método supone que las tres lluvias componentes dan un mismo hidrograma unitario, lo que no es verosímil, a menos que sus distribuciones espacial y temporal sean poco más o menos idénticas.

Está claro que el proceso seguido precedentemente puede ser aplicado en sentido inverso para calcular el hidrograma de escurrimiento superficial de una lluvia de larga duración cuando se posee el hidrograma unitario de la cuenca. En este caso, se conocen las ordenadas h_1, h_2, \dots, h_n de este último diagrama y las intensidades de lluvia i_1, i_2, \dots, i_n así como el sistema de ecuaciones simultáneas (3.1) que permiten calcular las ordenadas q_1, q_2, \dots, q_n del hidrograma buscado.

3.7) Obtención del Hidrograma Unitario en forma secuencial

1. Se escoge un hidrograma provocado por una tormenta aislada, de la cual se conoce su hietograma.
2. Se procede a separar el hidrograma de escurrimiento directo y base, para esto se podrá hacer uso de alguno de los métodos mostrados en la figura (2.2), Capítulo II.
3. Se calcula el volumen de escurrimiento directo como el valor que da la curva al calcular el área bajo ella, en el hidrograma de escurrimiento directo.
4. Se calcula la precipitación en exceso como:

$$h_e = \frac{VTED}{A} \quad (3.2)$$

donde

VTED = Volumen total de escurrimiento directo

A = Area de la cuenca

he = Altura de precipitación en exceso

Otra manera de encontrar la magnitud de la precipitación en exceso es utilizando el coeficiente de infiltración, ya sea obtenido de la curva de capacidad de infiltración de Horton o tomando un valor según el tipo de suelo o del uso que se le da al mismo; afectando el hietograma de la lluvia total por este coeficiente de infiltración ϕ se obtendrá la altura de lluvia en exceso y la duración de ésta.

5. Se obtiene el Hidrograma Unitario dividiendo cada una de las ordenadas del hidrograma de escurrimiento directo por el valor de la lluvia en exceso (he), proporcionando un gasto unitario que se mide en $\frac{m^3/seg}{cm}$

3.8) Utilización del Hidrograma Unitario

Una vez obtenido el hidrograma unitario para una cuenca y una cierta duración, se puede conocer el hidrograma de escurrimiento superficial para cualquier otra lluvia de esa misma duración, multiplicando las ordenadas del hidrograma unitario por la altura de lluvia en exceso. En el caso de lluvias complejas hacemos uso del principio de superposición de causas y efectos.

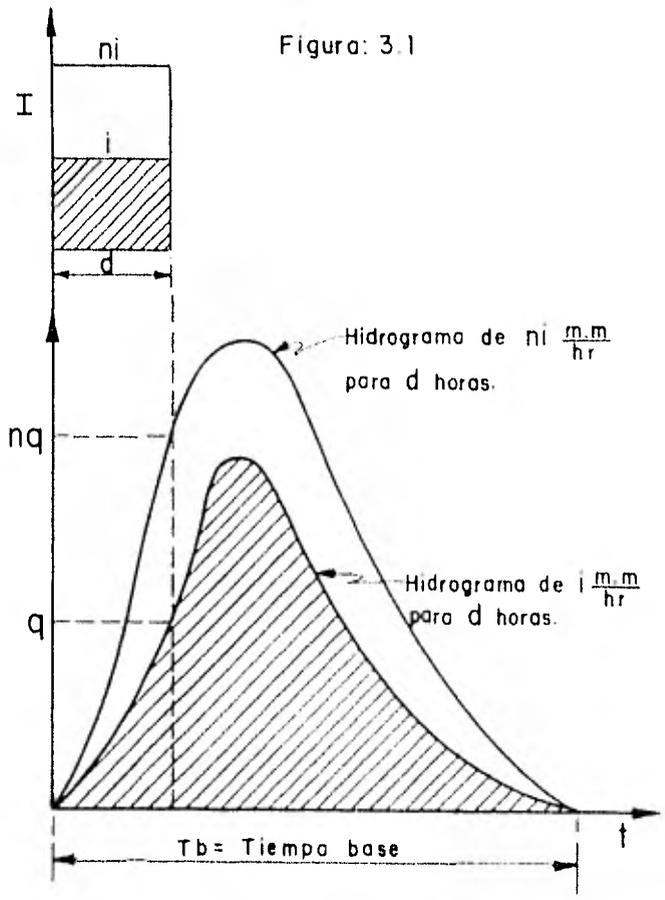


Figura: 3.1

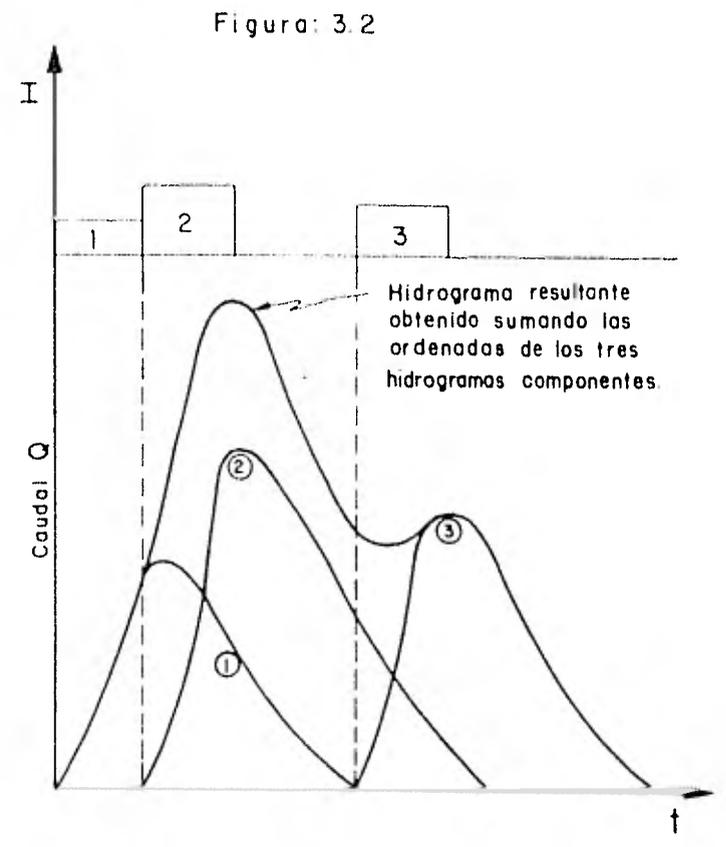
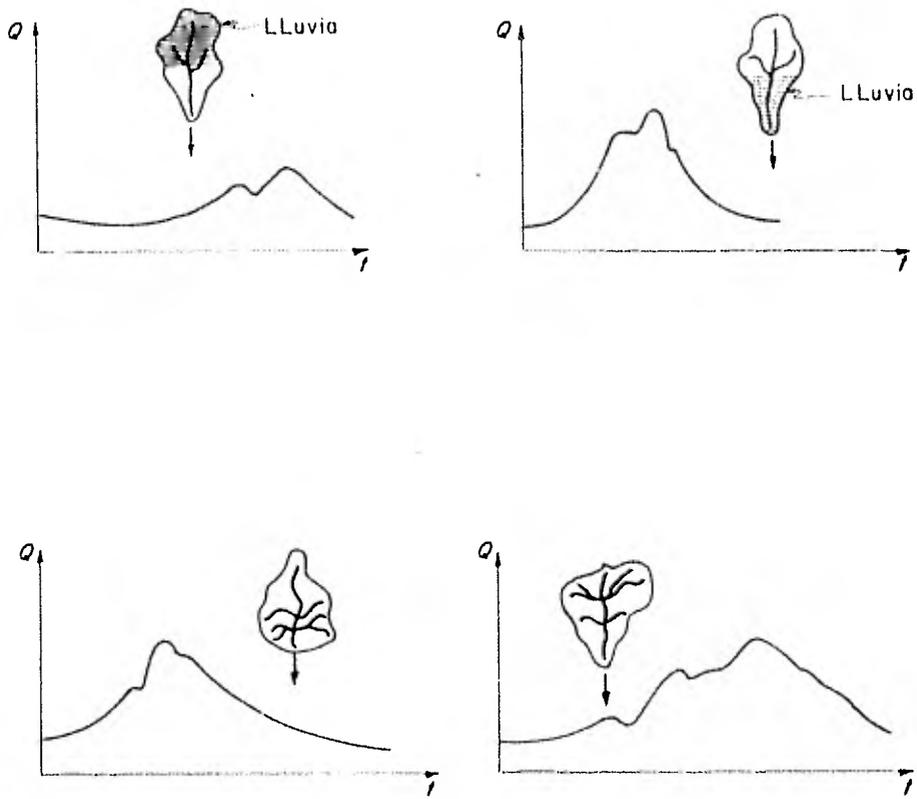


Figura: 3.2

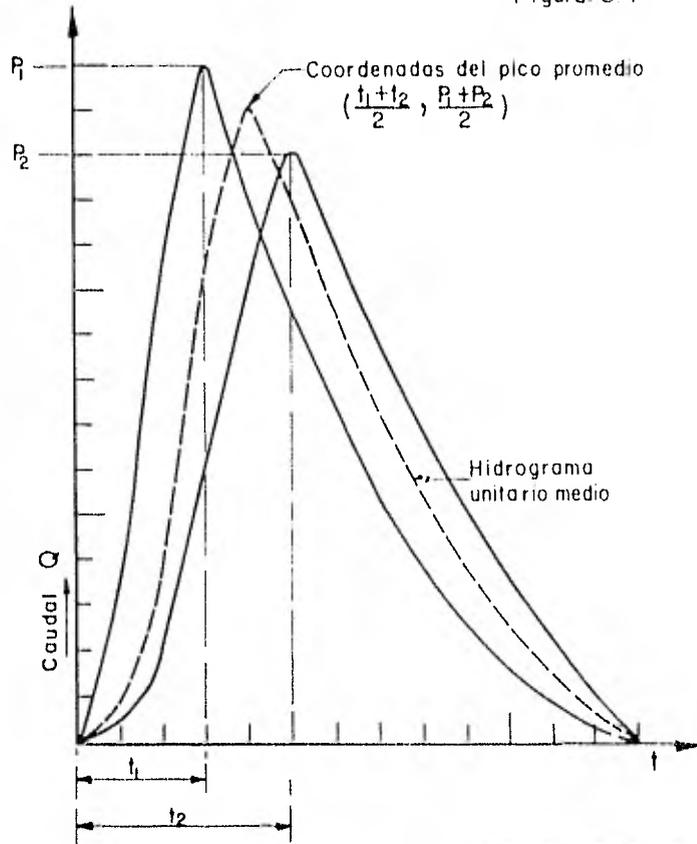


Efectos de la tormenta y las características de la cuenca en la forma del hidrograma

Figura 3.3

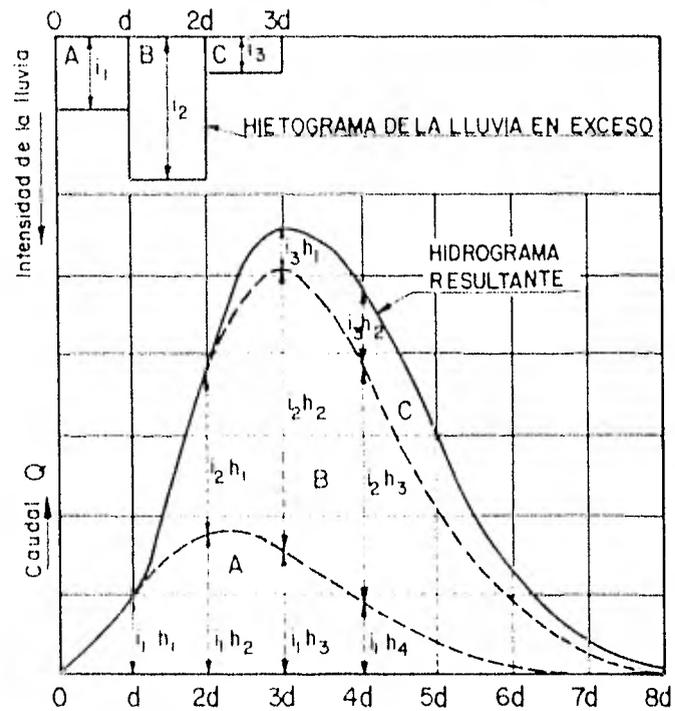
OBTENCION DEL HIETOGRAMA UNITARIO MEDIO

Figura 3.4



HIETOGRAMA E HIETOGRAMA RELATIVOS A UNA LLUVIA COMPLEJA

Figura 3.5



OBTENCION DEL H. U. PARA DURACIONES DIFERENTES A LA ORIGINAL

" CURVA S "

4.1) Discusión general

Para transformar un hidrograma unitario correspondiente a una cierta duración, a otro cuya duración sea diferente a la primera, se requiere aplicar la técnica de la curva "S", que es simplemente el hidrograma total resultante de una serie de tormentas consecutivas de intensidad uniforme con una lámina de lluvia en exceso de 1 cm en d_1 (hr) sobre la cuenca, es decir, es el hidrograma de escurrimiento directo de una lluvia continua con una intensidad de $\frac{1}{d_1}$ ($\frac{\text{cm}}{\text{hr}}$). En la figura (4.1) se puede observar que a partir de cierto instante el gasto se hace constante. Cada hidrograma "S" es único para un hidrograma unitario de una cuenca y una duración dada.

Si se grafica una segunda curva "S" desplazada a la derecha de la primera un período correspondiente a la duración del hidrograma unitario, la diferencia entre ambas nos dará dicho hidrograma unitario.

Si se desea encontrar el hidrograma unitario para un período de tiempo d_2 (hr), es necesario graficar de nuevo la curva "S" con un desplazamiento de d_2 (hr). La diferencia entre sus ordenadas representará el escurrimiento de una lluvia en exceso de d_2 (hr) de duración y una intensidad de $\frac{1}{d_1}$ ($\frac{\text{cm}}{\text{hr}}$); entonces dicha diferencia deberá multiplicarse por $\frac{d_1}{d_2}$ de modo que la intensidad de la lluvia sea

$\frac{1}{d_2} \left(\frac{\text{cm}}{\text{hr}} \right)$, que es la intensidad que debe tenerse para un hidrograma unitario correspondiente a d_2 (hr). Puede verse que con el criterio de la curva "S" puede convertirse a otro hidrograma de mayor o menor duración, aunque ésta no sea múltiplo o submúltiplo de la del primer hidrograma unitario (ver figura 4.1)

Por otra parte, del criterio para elaborar las curvas "S", si hacemos la consideración de que el tiempo que dura la tormenta tiende a infinito, llegará un momento en que la cuenca agotará su capacidad de almacenamiento, y el volumen de agua que llueva será igual al volumen de agua que escurra, estableciéndose un flujo de agua constante. Al hidrograma que resulta de esta consideración se le llama curva "S". (Ver figura 4.1).

4.2) Secuencia de cálculo para obtener un hidrograma unitario correspondiente a una duración de d_2 (hr), partiendo del H.U. cuya duración es de d_1 (hr) (Forma simplificada)

- a) Se obtiene la curva "S", que corresponderá a la duración en exceso del hidrograma unitario conocido d_1 (hr)
- b) Se desplaza la curva "S" d_2 (hr)
- c) Se obtiene la diferencia entre ambas, la cual representa un hidrograma producido por una lluvia cuya intensidad vale $\frac{1}{d_1} \left(\frac{\text{cm}}{\text{hr}} \right)$, con una duración en exceso de d_2 (hr)
- d) El hidrograma anterior se multiplica por $\frac{d_1}{d_2}$ y el resultado representa las ordenadas del hidrograma unitario buscado. Más adelante se ilustrará con un ejemplo la secuencia de cálculo anterior.

4.3) Gasto de equilibrio de la curva "S"

Una observación importante es que el gasto máximo de la curva "S" ocurre para un tiempo igual al tiempo base del hidrograma unitario (ver figura 4.1). Así, si el tiempo base del hidrograma unitario es t_b (hr), sólo se necesitan $\frac{t_b}{d_1}$ hidrogramas unitarios para obtener la curva "S", en caso de no aplicarse el método simplificado.

El gasto máximo (constante) de la curva "S" puede calcularse con la fórmula (4.1) que se da a continuación Ref. (6) . Este cálculo puede ser útil para comprobar que no hay error en la obtención de dicha curva "S" .

Puesto que se está suministrando 1 cm . de lluvia en la cuenca cada d_1 (hr) el gasto máximo o de equilibrio será igual a: Ref. (6)

$$q_e = \frac{2.78 A}{d_1} \quad \text{--- (4.1)}$$

- donde:
- q_e = gasto de equilibrio en $\frac{m^3/seg}{cm}$
 - A = Area de la cuenca en km^2
 - d_1 = es la duración de la lluvia en horas

En general, la curva "S" tiende a fluctuar alrededor del caudal de equilibrio. Esto significa que el hidrograma unitario inicial no representa en realidad una tasa de escurrimiento uniforme en el tiempo d_1 . Si el escurrimiento es uniforme en la cuenca, el gasto de equilibrio dado por la ecuación (4.1), se debe alcanzar eventualmente. Si la duración efectiva del escurrimiento asociado con el hidrograma original, no es d_1 (hr), el proceso de adición dará como resultado un diagrama de escurrimiento con interrupciones periódicas , o aumentos periódicos. Por lo tanto, la curva "S" sirve como verificación aproximada de la supuesta duración de la lluvia en exceso para el hidrograma unitario. Debe notarse también que las fluctuaciones de la curva "S" pueden resultar de la carencia de uniformidad en la generación del escurrimiento durante el intervalo d_1 (hr), de una distribución espacial de lluvia poco común o de errores en la información básica. Por estas razones, la curva "S" indica únicamente una duración aproximada .

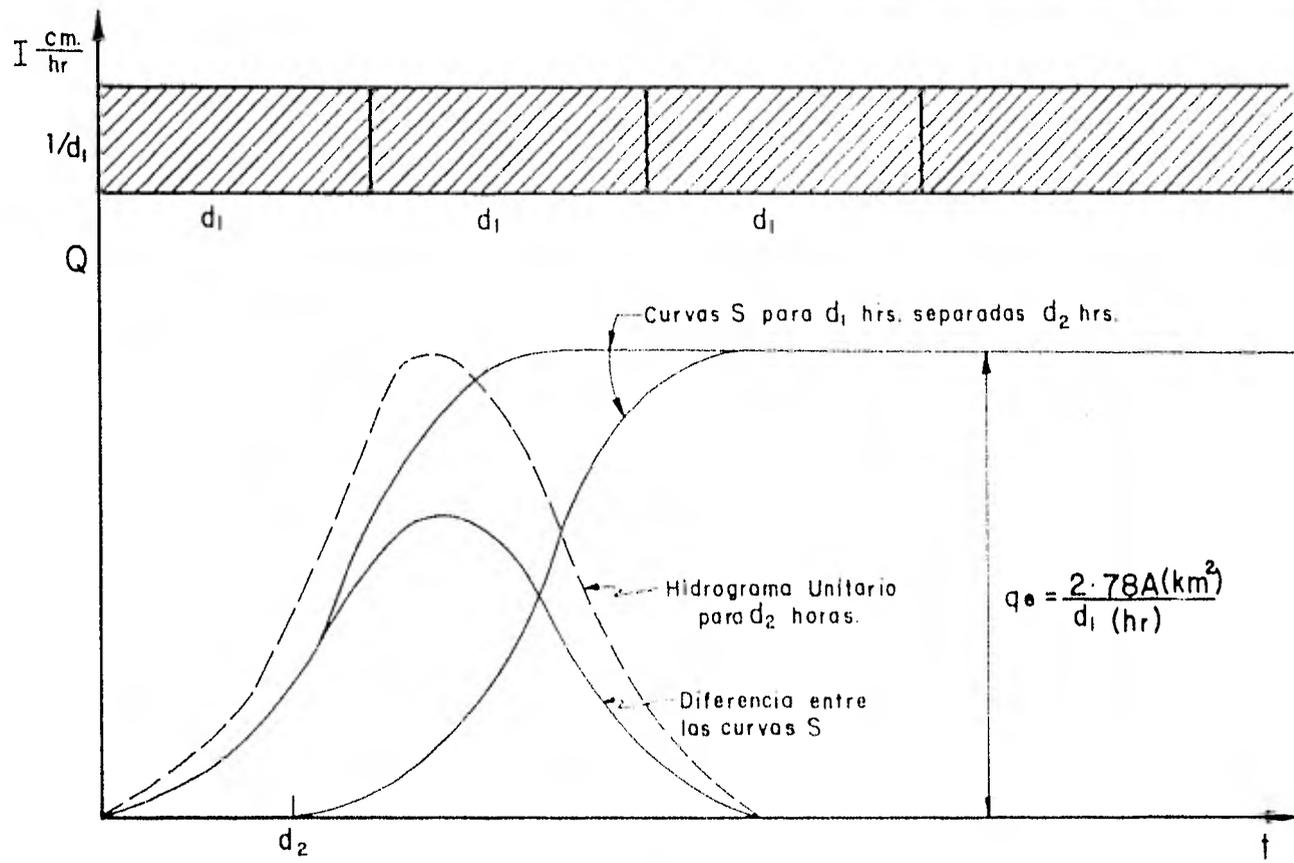


Figura 4 1

TRANSPOSICION DE HIDROGRAMAS POR CURVAS S

Sólo un pequeño porcentaje de los ríos poseen estaciones hidrométricas y es posible obtener hidrogramas unitarios únicamente si se cuenta con registros de este tipo. Para suplir esta deficiencia, se han desarrollado métodos que, a partir del conocimiento de algunas características físicas de la cuenca, permiten construir el hidrograma de escurrimiento. Tal es el caso del "Hidrograma Unitario Sintético".

La mayoría de los esfuerzos tendientes a obtener fórmulas para el hidrograma unitario han tenido como fin determinar el tiempo pico, la descarga pico y el tiempo base del hidrograma. Esta información sumada al hecho de que el volumen debe ser unitario, permite trazar el hidrograma completo. El punto de mayor interés en la mayoría de los estudios ha sido el llamado tiempo de retraso de la cuenca, más frecuentemente definido como el tiempo desde el centroide del hidrograma de la lluvia hasta el pico del hidrograma.

El primer procedimiento para obtener Hidrogramas Unitarios Sintéticos fue presentado por Snyder (1938), Ref. (6), quien consideró que eran suficientes para definir el Hidrograma Unitario Sintético los parámetros: tiempo base del hidrograma, gasto pico y el tiempo de retraso de la cuenca. Fig. (5.2) .

Snyder consideró que las características de la cuenca que afectan la forma del hidrograma unitario son: el área, forma de la cuenca, topografía, pendientes, densidad de drenaje y almacenamiento en el río; sin embargo, eliminó todas excepto las 2 primeras, incluyendo las demás en un coeficiente "Ct". La forma de la cuenca la consideró midiendo la longitud del cauce principal así como la distancia desde la salida de la cuenca hasta el punto más cercano al centro de gravedad de la cuenca, medida sobre el cauce principal. Fig. (5.1).

5.1) Obtención del hidrograma unitario para una duración estándar de la lluvia en exceso

Snyder desarrolló su teoría en un estudio realizado en la región de los montes Apalaches de los Estados Unidos de Norte América. Para los cuales encontró que para una lluvia en exceso de duración estándar (d_e), el tiempo de retraso de la cuenca se podía expresar como: Ref. (9).

$$T_r = C_1 C_t (L - L_{cg})^{0.3} \quad (5.1)$$

T_r = Tiempo de retraso en horas desde el centro de gravedad del hidrograma de la lluvia efectiva de duración estándar (d_e), al punto pico del hidrograma. Fig. (5.2).

C_1 = Coeficiente de conversión del Sistema Inglés al Sistema Métrico y es igual a 0.752.

C_t = Coeficiente que depende de las características físicas de la cuenca.

L = Longitud de la corriente principal en km, medida desde el punto de desagüe de la cuenca hasta el límite con el parteaguas, figura (5.1).

L_{cg} = Es la distancia en km, desde el punto de salida de la cuenca hasta el punto sobre la corriente principal más próximo al centro de gravedad de la cuenca (C_g), figura (5.1).

La duración estándar (d_e) de la lluvia en exceso, Snyder la expresó de la siguiente manera:

$$d_e = \frac{T_r}{5.5} \quad (5.2) \quad \text{_____} \quad (5.2)$$

donde: d_e = duración estándar de la lluvia en exceso en horas
 T_r = tiempo de retraso en horas, obtenido con la fórmula (5.1)

Para la duración estándar (d_e), Snyder encontró que el punto pico del hidrograma unitario se podía expresar como: Ref. (9)

$$q_p = \frac{C_2 C_p}{T_r} \quad \text{_____} \quad (5.3)$$

donde: q_p = es la descarga pico del hidrograma unitario por km^2
 C_p = es una constante empírica que depende de las unidades y de las características físicas de la cuenca. Este coeficiente se aproxima a un valor más grande conforme C_r se aproxima a su menor valor y viceversa. Ref. (6)
 T_r = Tiempo de retraso en horas, para la duración estándar de la lluvia
 C_2 = Es un factor de conversión del Sistema Inglés al Sistema Métrico y es igual a 2.75

Snyder estimó el tiempo base (T_b) del hidrograma unitario utilizando la siguiente expresión. Ref. (9).

$$T_b = 3(24 + T_r) \quad \text{_____} \quad (5.4)$$

donde: T_b = Tiempo base del hidrograma unitario en horas
 T_r = Tiempo de retraso en horas.

Las constantes de la ecuación (5.4) están determinadas por el procedimiento utilizado para separar el flujo base del escurrimiento directo.

La ecuación (5.4) es aplicable a cuencas grandes, por tal razón dará valores muy grandes del tiempo base (T_b) para cuencas menores, ya que incluye el flujo subsuperficial. Como una regla burda para cuencas pequeñas, hágase (T_b) de 3 a 5 veces el tiempo al pico (T_p) para graficar el H.U.S. Ref. (10).

$$T_p = \left(\frac{d_e}{2} + T_r \right) \quad (5.5)$$

donde:

- T_p = Tiempo al pico del hidrograma unitario en horas
 d_e = Duración de la lluvia en exceso en horas
 T_r = Tiempo de retraso de la cuenca en horas

Por otra parte, las ecuaciones (5.1) a (5.4) definen los factores necesarios para construir el hidrograma unitario, para una duración estándar (d_e) de la lluvia en exceso. Figura (5.2).

5.2) Obtención del hidrograma unitario para una duración diferente a la estándar

Si se desea obtener el tiempo de retraso de la cuenca para una duración (d_e'), diferente a (d_e), este se podrá obtener según Snyder de la siguiente forma .
 Ref. (2).

$$T_r' = T_r + \frac{1}{4} (d_e' - d_e) \quad (5.6)$$

donde:

- T_r' = Tiempo de retraso de la cuenca para una duración (d_e') en horas.
 d_e' = Duración de la lluvia en exceso diferente a la duración estándar (d_e).
 d_e y T_r = Ya han sido definidos con anterioridad.

Para conocer la forma del hidrograma unitario para la duración (d_e') bastará con substituir el valor de T_r' calculado con la ecuación (5.6), en las ecuaciones (5.3) y (5.4).

De acuerdo a lo anterior, el gasto correspondiente a la duración (d_e') de la lluvia en exceso, lo podemos expresar como:

$$q_p' = \frac{q_p T_r}{T_r'} \quad (5.7)$$

donde:

$$q_p' = \text{Descarga pico del hidrograma unitario por km}^2$$

Los demás parámetros de la ecuación (5.7) ya han sido previamente de finidos.

5.3) Construcción del hidrograma unitario sintético

Posteriormente, el U.S. Army Corps of Engineers, Ref. (2), desarro lló fórmulas, para graficar el ancho del H.U.S., correspondientes al 50 y 75 % del gasto pico (q_p') del H.U.S.. Figura (5.4).

$$A_{50} = C_{a_{50}} (q_p')^{-1.08} \quad \text{_____} \quad (5.8)$$

$$A_{75} = C_{a_{75}} (q_p')^{-1.08} \quad \text{_____} \quad (5.9)$$

donde:

$$A_{50} = \text{Ancho que corresponde al 50\% del gasto } (q_p')$$

$$C_{a_{50}} = \text{Es un factor de conversión del Sistema Inglés al Sistema Métrico es igual a 2.14 si la lluvia unitaria está dada en mm, y 21.4 si la lluvia está expresada en cm.}$$

$$A_{75} = \text{Ancho que corresponde al 75\% del gasto } (q_p')$$

$$C_{a_{75}} = \text{Es un coeficiente de conversión del Sistema Inglés al Siste ma Métrico, es igual a 1.22 si la lluvia unitaria está en mm., y 12.2 cuando está en cm.}$$

De acuerdo a lo anterior, las fórmulas (5.8) y (5.9) se escriben como:

$$A_{50} = 2.14 (q_p')^{-1.08} \quad \text{_____} \quad (5.8)$$

$$A_{75} = 1.22 (q_p')^{-1.08} \quad \text{_____} \quad (5.9)$$

Hay que tener en cuenta que las fórmulas (5.8) y (5.9), fueron también desarrolladas para cuencas grandes y su utilización en cuencas pequeñas no es recomendable.

5.4) Consideraciones útiles para aplicar el hidrograma unitario sintético

Si: $T_r' = 5.5 d_e'$

entonces tenemos: Ref. (9)

$$d_e' = d_e$$

$$T_r' = T_r$$

$$q_p' = q_p$$

y por lo consiguiente las ecuaciones a emplear serán las siguientes:

$$T_r = C_1 C_t (L - L_{cg})^{0.3}$$

$$q_p = \frac{C_2 C_p}{T_r}$$

Si: $T_r' \neq 5.5 d_e'$

usar:
$$\left. \begin{aligned} d_e &= d_e' + 4 (T_r - T_r') \\ T_r &= 5.5 d_e \end{aligned} \right\} *$$

Resolviendo (*) para d_e y T_r tenemos:

$$C_t = \frac{T_r}{C_1 (L - L_{cg})^{0.3}}$$

$$C_p = \frac{T_r q_p}{C_2}$$

donde C_t y C_p se obtienen a partir de los datos fisiográficos e hidrométricos de la cuenca vecina y son substituidos en la cuenca para la cual se desea obtener el H.U.S.

Cuando por alguna razón no se conoce la duración de la lluvia en exceso, Ref. (2), ésta se puede calcular en forma aproximada usando la siguiente expresión:

$$d_e' = 2 \sqrt{T_c} \quad \text{_____} \quad (5.10)$$

donde:

d_e' = duración de la lluvia en exceso en horas

T_c = tiempo de concentración de la cuenca en horas

Para el cálculo del tiempo de concentración (T_c) existen varias fórmulas, entre ellas se encuentra la fórmula de Rowe, Ref. (12)

$$T_c = \left[\frac{0.81 L^3}{H} \right]^{0.385} \quad \text{_____} \quad (5.11)$$

donde:

T_c = Tiempo de concentración en horas

L = Longitud del cauce principal en kilómetros

H = Desnivel del cauce principal en metros

O bien, también se puede emplear la fórmula de Kirpich: Ref. (11)

$$T_c = \frac{0.0662 (L)^{0.77}}{S^{0.385}} \quad \text{_____} \quad (5.12)$$

donde:

T_c está dado en horas

L Longitud del cauce principal en kilómetros

S pendiente del cauce principal en decimales $\left(\frac{H}{L}\right)$ $\left(\frac{m}{m}\right)$

Otras consideraciones prácticas para aplicar el H.U.S. Ref. (10)

Fig. (5.5)

$$T_b = T_p + T_R \quad \text{_____} \quad (5.13)$$

donde:

T_b = Tiempo base del hidrograma unitario en horas

T_p = Tiempo al pico del hidrograma unitario en horas

T_R = Tiempo de recesión del hidrograma en horas

El tiempo de recesión (T_R) se puede expresar como:

$$T_R = 2T_p \quad \text{_____} \quad (5.14)$$

donde:

T_p = Tiempo al pico del hidrograma, fórmula (5.5)

Las fórmulas (5.13) y (5.14) permiten graficar aceptablemente el H.U.S. También se podrá hacer uso de las fórmulas planteadas en la teoría del Hidrograma Unitario Triangular (Ref. 1) para graficar el H.U.S. resultante.

El U.S. Soil Conservation Service (S.C.S) dependiente del U.S. Department of Agriculture, planteó en el año de 1957 la posibilidad de representar el hidrograma de respuesta de una cuenca, por medio de una figura geométrica simple, el triángulo. A partir de tal consideración se deducen a continuación las fórmulas o ecuaciones que se aplicarán en tal método de acuerdo a la figura (5.6).

Observando la figura (5.6), el volumen de escurrimiento directo originado por la tormenta (área bajo el hidrograma triangular), se puede expresar como: Ref. (11).

$$\text{Vol} = \frac{Q_p (T_p)}{2} + \frac{Q_p (T_R)}{2} = \frac{Q_p (T_p + T_R)}{2}$$

de donde:

$$Q_p = \frac{2 (\text{Vol})}{T_p + T_R} \quad \text{_____} \quad (5.15)$$

En base al análisis de un gran número de hidrogramas reales se adoptó como valor medio de T_R para las cuencas sin registro hidrométrico:

$$T_R = 1.67 T_p \quad \text{_____} \quad (5.16)$$

por lo que el tiempo base del hidrograma triangular se puede expresar de la siguiente manera:

$$T_b = 2.67 T_p \quad \text{_____} \quad (5.17)$$

Substituyendo la ecuación (5.16) en la ecuación (5.15) se tiene:

$$Q_p = \frac{2 (\text{Vol})}{2.67 T_p} = 0.749 \frac{\text{Vol}}{T_p}$$

Por último, substituyendo la expresión del volumen (Vol) es decir:

$$\text{Vol} = 10^3 (A) (P_e)$$

estando: (Vol) en m^3 , A área de la cuenca en km^2 y P_e la cantidad de precipitación en exceso en milímetros y T_p en segundos.

Entonces se tiene:

$$Q_p = \frac{0.749 (10^3 A P_e)}{T_p}$$

finalmente haciendo la transformación de T_p a horas se obtiene:

$$Q_p = \frac{0.208 A P_e}{T_p} \quad \text{_____} \quad (5.18)$$

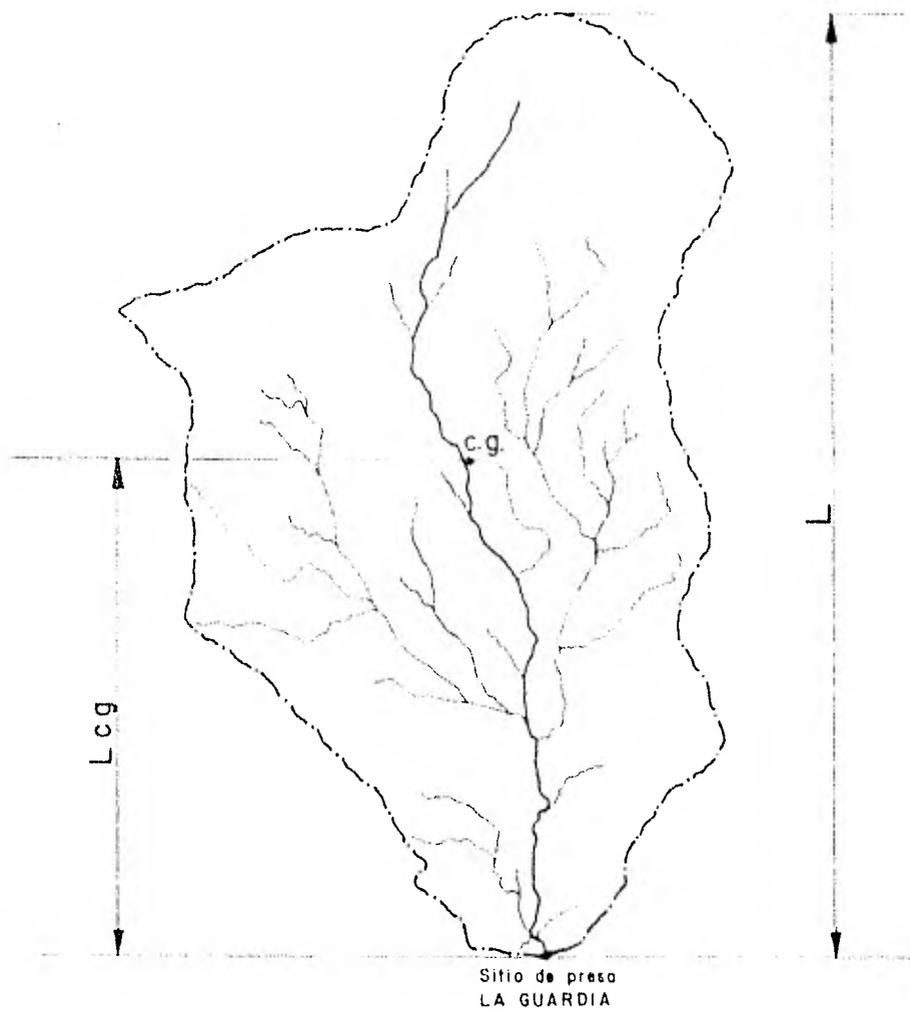
Esta última ecuación representa La Ecuación General del Gasto Máximo en el Método del Hidrograma Unitario Triangular.

El valor de T_p de acuerdo a la figura (5.6), se calculará con la fórmula (5.5).

Por otra parte los hidrólogos del S.C.S. han concluido como valor representativo del tiempo de retraso (T_r) (Ref. 2), el 60% del tiempo de concentración (T_c), entonces:

$$T_p = \frac{d_e}{2} + 0.6 T_c \quad \text{_____} \quad (5.19)$$

En la figura (5.6) se puede observar la definición de los términos empleados en las ecuaciones (5.15) a (5.19). Las Referencias (1) y (2) tratan con mayor detalle la aplicación práctica del método.



Obtención de las características físicas de la cuenca.

Nota: Las longitudes L y L_{cg} serán medidas recorriendo la trayectoria de la corriente principal de la cuenca.

Figura. 5.1

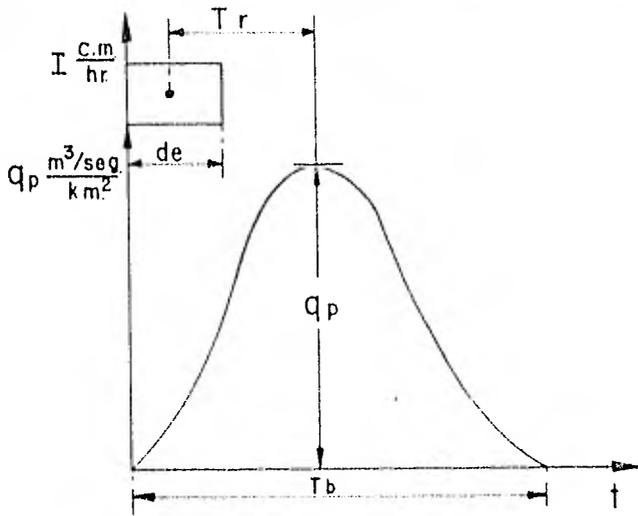


Figura. 5.2

Hidrograma producido por una lluvia en exceso de duración estándar, d_e

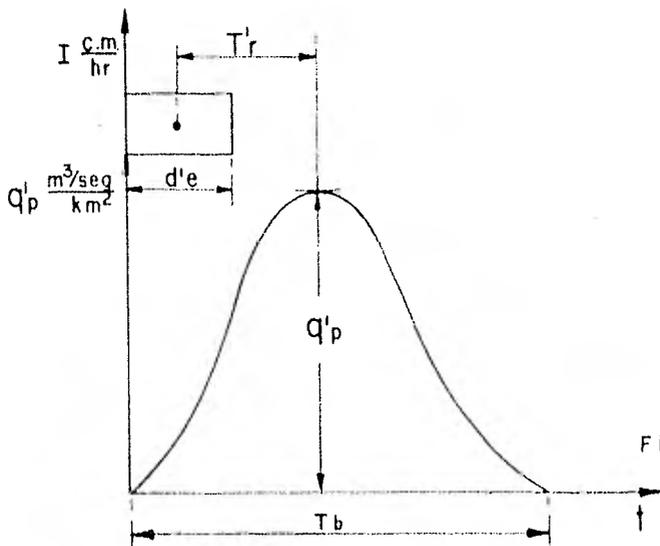
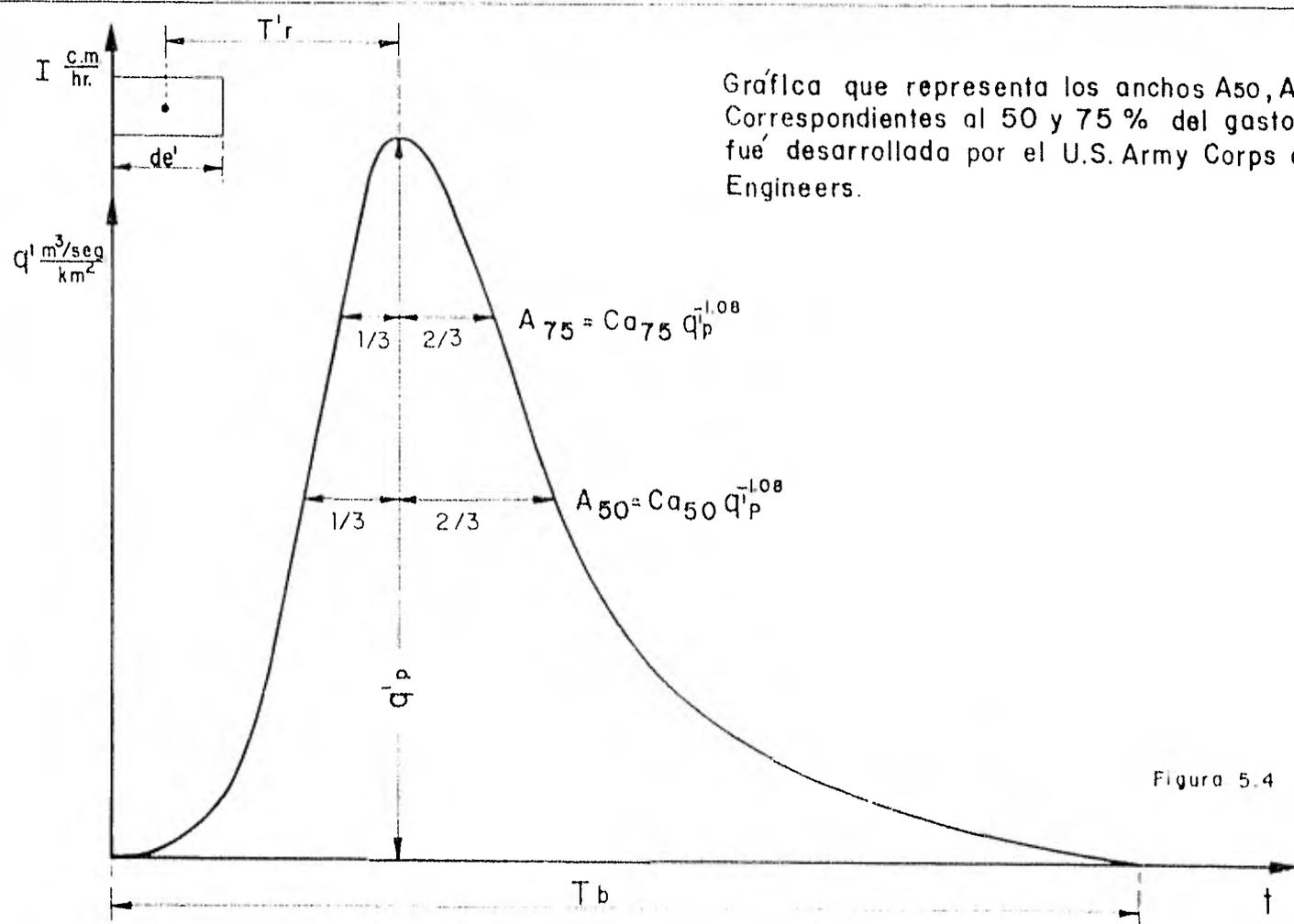


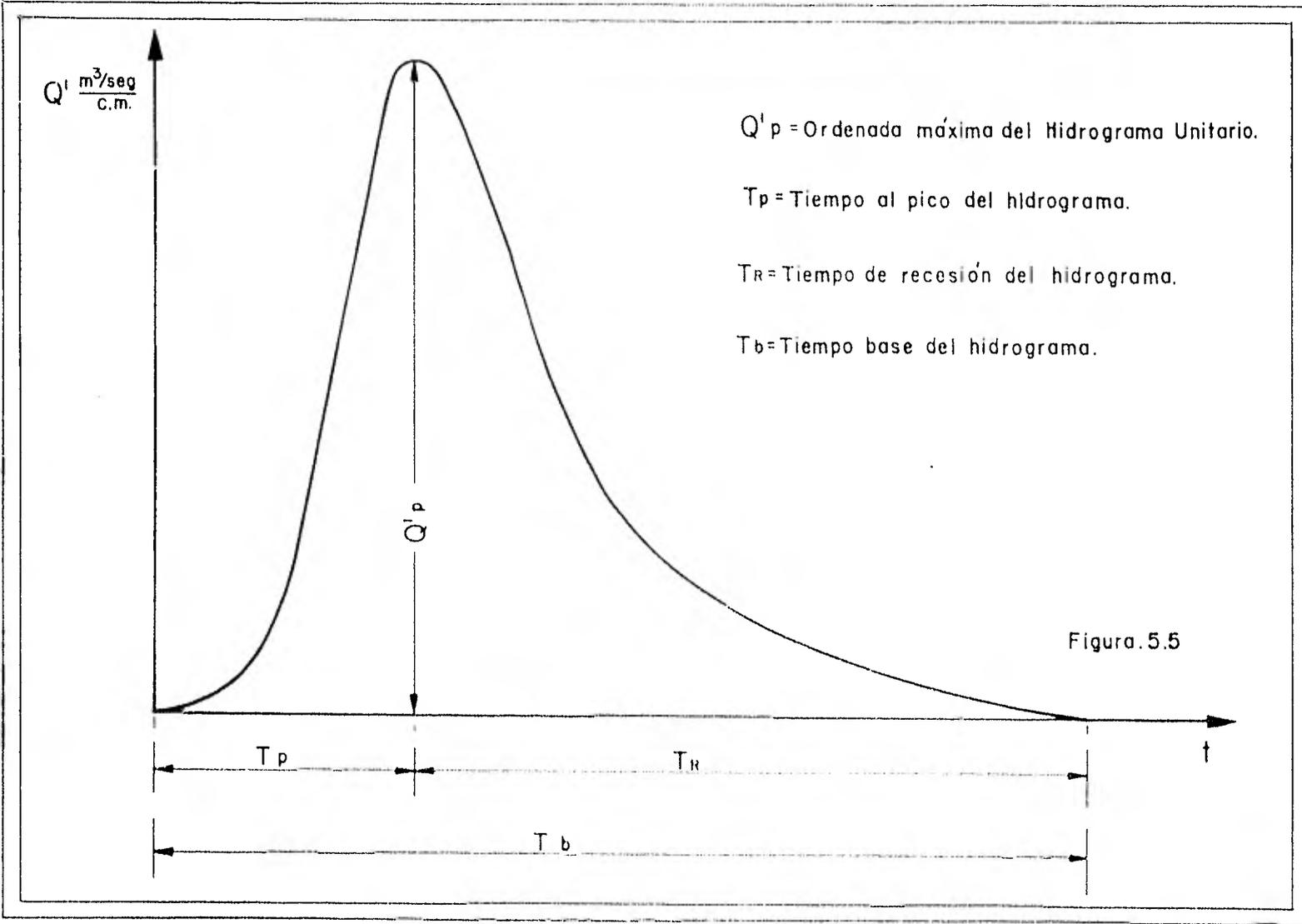
Figura. 5.3

Hidrograma para una duración de la lluvia en exceso, $d'e$ diferente a d_e



Gráfica que representa los anchos A50, A75 correspondientes al 50 y 75 % del gasto (q'_p) fué desarrollada por el U.S. Army Corps of Engineers.

Figura 5.4



$Q'p$ = Ordenada máxima del Hidrograma Unitario.

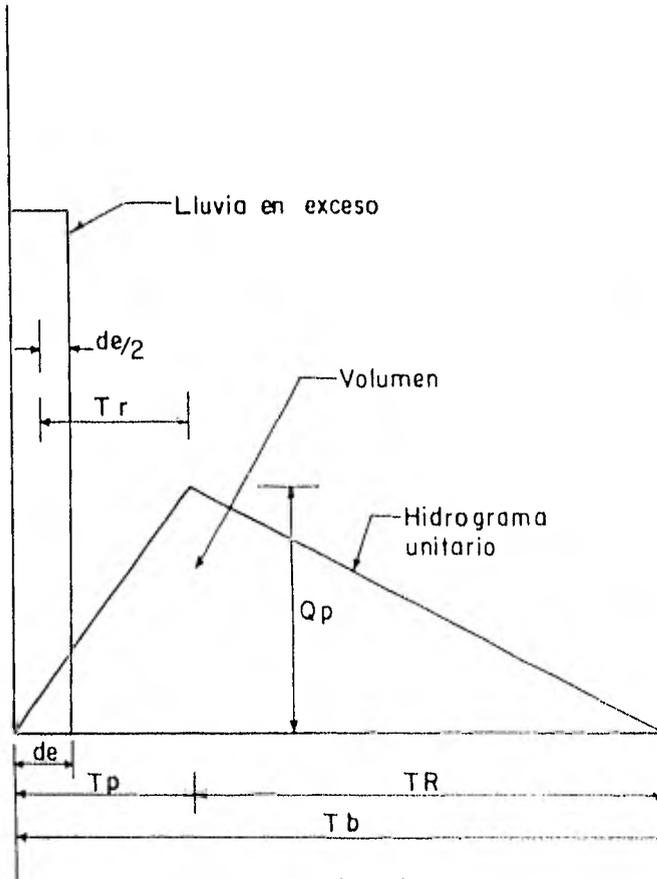
T_p = Tiempo al pico del hidrograma.

T_R = Tiempo de recesión del hidrograma.

T_b = Tiempo base del hidrograma.

Figura. 5.5

— ANALISIS DEL HIDROGRAMA TRIANGULAR —



Siendo:

Q_p = gasto de pico, en $m^3/seg.$

de = duración de la lluvia en exceso, en horas.

T_p = tiempo al pico, igual al tiempo entre el inicio y el máximo del escurrimiento directo, en horas.

Tr = tiempo de retraso, definido como el tiempo en horas entre el centro de masa de la lluvia y la hora del gasto máximo (Q_p).

TR = tiempo de recesión en horas desde el gasto máximo hasta el final del escurrimiento directo.

T_b = tiempo base del hidrograma en horas.

Fig. (5.6)

Los diseños de algunas estructuras hidráulicas, donde el método de estimación de la avenida requiera del conocimiento de la condición más desfavorable de lluvia, se deben estimar a partir de la llamada Precipitación Máxima Probable.

La Precipitación Máxima Probable es un evento al que no se le puede asignar un período de retorno y que además, debe de ser estimada a partir, de métodos especiales y no en base a la extrapolación.

El término PMP se define de una manera simple, como la cantidad de precipitación que constituye el límite superior físico para una duración determinada sobre una cuenca en particular.

De una manera más completa la Precipitación Máxima Probable para cuencas y un intervalo de tiempo dado, sería la máxima altura de lluvia posible de acuerdo con las condiciones meteorológicas de la zona; también se le puede definir como la máxima altura de lluvia que se produciría en una región, si ocurrieran simultáneamente los valores más desfavorables de un número razonable de factores causantes de la precipitación.

6.1) Métodos para estimar la PMP

Existe un cierto número de métodos para calcular la PMP y varios de ellos son posibles de usar en un estudio particular, en esta parte del trabajo sólo se men

cionará a tres de ellos y haremos más énfasis en uno de los tres (Método Estadístico o Método de Hershfield).

- a) Maximización de los parámetros de los modelos de tormentas
- b) Transposición de tormentas
- c) Método estadístico o método de Hershfield.

6.1.1) Maximización de los parámetros de los modelos de tormentas

Los modelos de tormentas dan los principios básicos para los estudios de maximización de las variables meteorológicas involucradas en el proceso de la lluvia. Los modelos de tormentas son útiles para determinar la Precipitación Máxima Probable en cuencas grandes. Sin embargo, muchos de estos son calibrados para cada aplicación particular y después de probar su bondad, se modifican sus parámetros con el fin de mejorar sus resultados o inclusive se les sustituye por otros. La Referencia (13) trata con detalle las bases y la aplicación práctica del método descrito.

6.1.2) Transposición de tormentas

El procedimiento consiste fundamentalmente en analizar la cuenca en estudio ante grandes tormentas ocurridas en otros sitios. Las mayores tormentas ocurridas en el sitio, junto con las transpuestas desde otros lugares, se maximizan finalmente para obtener la tormenta de diseño.

El trasladar las tormentas de lugares donde ocurrieron a otros lugares donde pudieran ocurrir se llama transposición de tormentas; en este proceso se toman en cuenta, desde el punto de vista meteorológico, la posibilidad de que la tormenta ocurrida en otro lugar sea factible de ocurrir en el sitio en estudio.

La maximización se hace suponiendo que las tormentas históricas extremas seleccionadas son representativas de mecanismos que han trabajado a mayor agua precipitable y que únicamente pueden ser maximizadas en términos de la humedad disponible.

La tormenta puede ser cambiada a una región con características climatológicas y topográficas similares a las de la cuenca donde se quiere determinar la PMP. Este método al igual que el anterior también puede ser consultado en la Referencia (13).

6.1.3) Método estadístico o método de Hershfield

Los métodos estadísticos son ampliamente usados para analizar los registros hidrológicos para propósitos de diseño.

El método propuesto por David M. Hershfield se emplea cuando se dispone de suficientes datos de precipitación y se desea hacer una estimación rápida de la PMP. Para que sea posible la aplicación del método es necesario contar con un registro de lluvias máximas en 24 horas cuyo período debe tener del orden de 20 años y cuando menos mayor o igual a 10 años.

El citado método fue deducido a partir de los registros de precipitaciones máximas en 24 horas de 2 600 estaciones, las cuales en su gran mayoría pertenecen a los Estados Unidos de Norteamérica y se basa en la Ecuación General del Análisis Hidrológico de Frecuencia (Ref.11), la cual para el caso de la estimación de la Precipitación Máxima Probable se convierte en:

$$PMP = \bar{X}_n + K_m S'_n \quad (6.1)$$

en donde:

PMP = precipitación máxima probable en 24 horas, en milímetros

\bar{X}_n, S'_n = media y desviación estándar, respectivamente, de la serie anual de lluvias máximas en 24 horas, previamente corregidas por valor máximo observado y longitud de registro.

K_m = factor de frecuencia, función de la media de la serie anual.

6.1.3.1) Secuela de aplicación del método de Hershfield

- 1).- En base al registro disponible de precipitaciones máximas mensuales en 24 horas se integra una serie anual.
- 2).- A la serie anual formada se le suprime el evento máximo formándose dos series de (n) y (n-1) datos extremos. A cada una de estas dos series se les calcula su media y desviación estándar, por medio de las fórmulas siguientes . Ref. (11) .

$$\bar{X}_n = \frac{\sum_{i=1}^{i=n} X_i}{n} \quad \text{_____} \quad (6.2)$$

$$S'_n = \frac{\sum_{i=1}^{i=n} (X_i - \bar{X}_n)^2}{n-1} \quad \text{_____} \quad (6.3)$$

$$\bar{X}_{n-1} = \frac{\sum_{i=1}^{i=n-1} X_i}{n-1} \quad \text{_____} \quad (6.4)$$

$$S'_{n-1} = \frac{\sum_{i=1}^{i=n-1} (X_i - \bar{X}_n)^2}{n-2} \quad \text{_____} \quad (6.5)$$

3).- Se calcula el factor de frecuencia Km por medio de la figura (6.1) (Ref.13), en base a la media de la serie anual (\bar{X}_n) y de la duración que se analiza (24 horas).

El cálculo de Km en base a la figura (6.1) puede conducir a valores muy altos para algunas regiones y a valores muy bajos para otras áreas, por lo cual se recomienda calcular los valores de Km para todos los registros disponibles en la zona; los factores Km se calculan por medio de la ecuación siguiente: Ref. (11) .

$$Km = \frac{P_{\text{máx}} - \bar{P}}{S} \quad \text{_____} \quad (6.6)$$

donde:

Km = Factor de frecuencia (desconocido) adimensional

P_{máx} = precipitación máxima del registro disponible de lluvias máximas en 24 horas (conocida), en m.m.

\bar{P} , S = media y desviación estándar de las lluvias máximas del registro disponible en m.m.

Los valores de Km calculados se llevan a una gráfica en cuyo eje de las ordenadas contenga a los valores de Km contra las las magnitudes de \bar{P} en las abscisas.

Con tal gráfica se podrá trazar una curva que definirá los valores de Km a usar en la zona y que permitirá verificar o corregir al calculado con la ayuda de la figura (6.1). La cual fue obtenida de la Ref. (13).

- 4).- Se ajustan o corrigen la media y la desviación estándar de la serie anual, por máxima precipitación observada, con auxilio de la figura (6.2) y (6.3), respectivamente; en función de la longitud de registro (n) en años y de las relaciones:

$$(\bar{X}_{n-1})/(\bar{X}_n) \quad \text{y} \quad (S'_{n-1})/(S'_n)$$

Las figuras (6.2) y (6.3) fueron obtenidas de la Ref. (14) .

- 5).- Se ajustan o corrigen la media y la desviación estándar de la serie anual por tamaño de la muestra (Ref.14) . Con ayuda de la figura (6.4), teniendo en cuenta la longitud del registro en años.
- 6).- Con los valores ya corregidos de la media y la desviación estándar se calcula la Precipitación Máxima Probable por medio de la ecuación (6.1) .
- 7).- En seguida, la PMP calculada se corrige por intervalo fijo y único de observación, pues los datos empleados para calcularla son lluvias de duración 24 horas medidos diariamente a la misma hora, entonces el valor calculado en el paso anterior se debe multiplicar por un factor de ajuste que según Hershfield vale 1.13 (Ref.14 y 3) .
- 8).- Cuando se requiere la magnitud de la PMP para duraciones diferentes a 24 horas se puede distribuir ésta en el tiempo, para lo que existen varias técnicas y entre ellas puede utilizarse la siguiente:
- Se utiliza la curva envolvente de registros mundiales de lluvia (tabla 6.1), dada en la figura (6.5) (Ref. 7), localizándose para la duración de 24 horas el valor ya corregido de la PMP en milímetros y trazando por tal punto una línea recta paralela a la envolvente mundial, se podrán leer las magnitudes de la PMP para cualquier otra duración o duraciones requeridas.

9).- Por último, según la Ref. (11), se realiza el ajuste a corrección de la PMP puntual por cuenca o magnitud de área del proyecto por medio de la figura (6.6) (Ref. 2), tomando en consideración la duración analizada y la magnitud de la cuenca o área en km^2 .

6.2) Ejemplo de aplicación

Obtención de la PMP en la cuenca del Alto Tacámbaro empleando el Método de Hershfield.

La cuenca del Alto Tacámbaro cuenta con varias estaciones pluviométricas de las cuales la mas representativa de ésta, es la estación Tacámbaro, según los polígonos de Thiessen trazados para la cuenca. Fig. (6.7). El área de la cuenca es de 1 100 km^2 .

En el cuadro siguiente se presentan los datos de lluvias máximas anuales en 24 horas, registradas por la estación Tacámbaro.

Paso 1)

Año	hp máx (mm.)
1957	68.5
1958	63.2
1959	52.0
1960	35.5
1961	85.6
1962	55.6
1963	57.0
1964	53.5
1965	55.3
1966	43.2
1967	74.5
1968	50.0
1969	97.4
1971	88.3
1972	66.5
1973	84.3
1974	78.2
1975	58.0
1976	89.6
1977	58.5
1978	81.0
1979	84.5
1980	134.7

NOTA :

En este cuadro no aparece el valor de la precipitación máxima en 24 horas para el año de 1970, debido a que no existe registro para este año en la estación Tacámbaro.

Aplicando la secuencia de cálculo anteriormente descrita se tiene:

Paso 2)

- a) Obtención de la media y la desviación estándar para la serie anual.

$$\bar{X}_n = 70.2 \qquad S'_n = 21.7$$

- b) Obtención de la media y la desviación estándar suprimiendo el evento máximo.

$$\bar{X}_{n-1} = 67.3 \qquad S'_{n-1} = 16.9$$

Paso 3)

Obtención de K_m .

Entrando con $\bar{X}_n = 70.2$ y una duración de la lluvia igual a 24 horas a la figura (6.1), se obtiene:

$$K_m = 16.3$$

Paso 4)

Ajuste de la media y la desviación estándar, por máxima precipitación observado

$$\frac{X_{n-1}}{\bar{X}_n} = \frac{67.3}{70.2} = 0.958$$

$$\frac{S'_{n-1}}{S'_n} = \frac{16.9}{21.7} = 0.779$$

Con los valores obtenidos y empleando las figuras (6.2) y (6.3) respectivamente se obtiene:

$$\text{Factor de ajuste de la media } (f_1) = 0.996$$

$$\text{Factor de ajuste de la desviación estándar } (F_1) = 0.90$$

Paso 5)

Ajuste por tamaño de la muestra

Utilizando el valor de la longitud del registro (23 años) y entrando con este valor en la figura (6.4), se determinará el factor de

ajuste correspondiente a la media y a la desviación estándar del registro.

$$\text{Factor de ajuste de la media } (f_2) = 1.0127$$

$$\text{Factor de ajuste de la desviación estándar } (F_2) = 1.0625$$

Paso 6) Cálculo de la PMP

a) Obtención de la media ajustada

$$\bar{X}'_n = f_1 f_2 \bar{X}_n = (0.996) (1.0127) (70.2) = 70.8$$

b) Obtención de la desviación estándar ajustada

$$S'_n = F_1 F_2 S_n = (0.90) (1.0625) (21.7) = 20.7$$

c) Obtención de la PMP, aplicando la fórmula (6.1) se obtiene:

$$PMP = \bar{X}'_n + K_m S'_n = 70.8 + 16.3 (20.7) = 408.2 \text{ mm.}$$

Paso 7) Corrección de la PMP por intervalo fijo y único de observación

$$PMP = 1.13 (408.2) = 461.3 \text{ mm.}$$

Paso 8) Corrección por área de la cuenca.

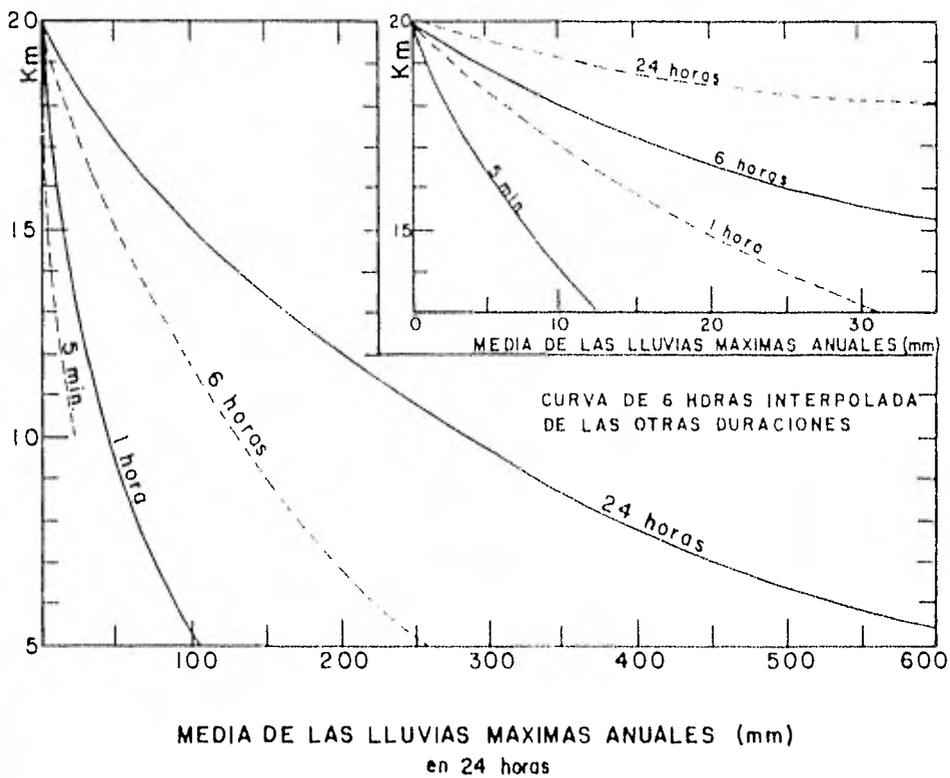
El área de la cuenca en estudio es de aproximadamente $1\ 100 \text{ km}^2$, para este caso se tomará el valor que corresponde a un área de $1\ 000 \text{ km}^2$ y una duración de 24 horas de la figura (6.6).

El valor de ajuste es 0.91 consecuentemente la PMP será:

$$PMP = 0.91 (461.3) = 420.0 \text{ mm.}$$

que es la Precipitación Máxima Probable asociada a una duración de 24 horas, en la cuenca del Alto Tacámbara.

VARIACION DEL COEFICIENTE DE FRECUENCIA (K_m) DE ACUERDO CON LAS CARACTERISTICAS DE LA LLUVIA.



AJUSTE DE LAS CARACTERISTICAS DE UNA SERIE ANUAL DE LLUVIAS MAXIMAS OBSERVADAS

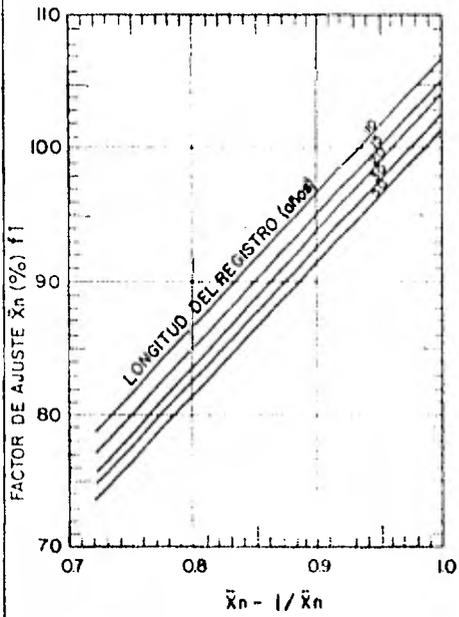


Figura 6.2

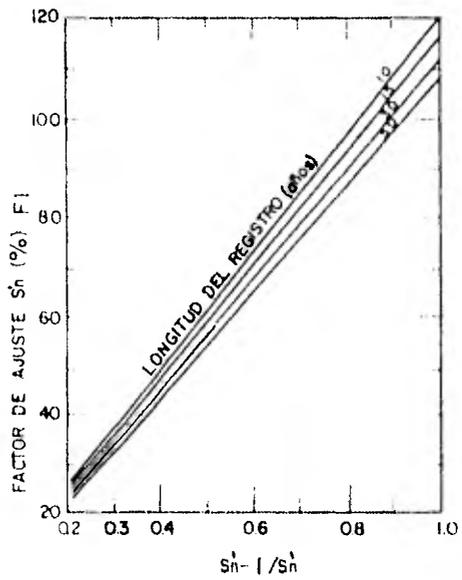


Figura 6.3

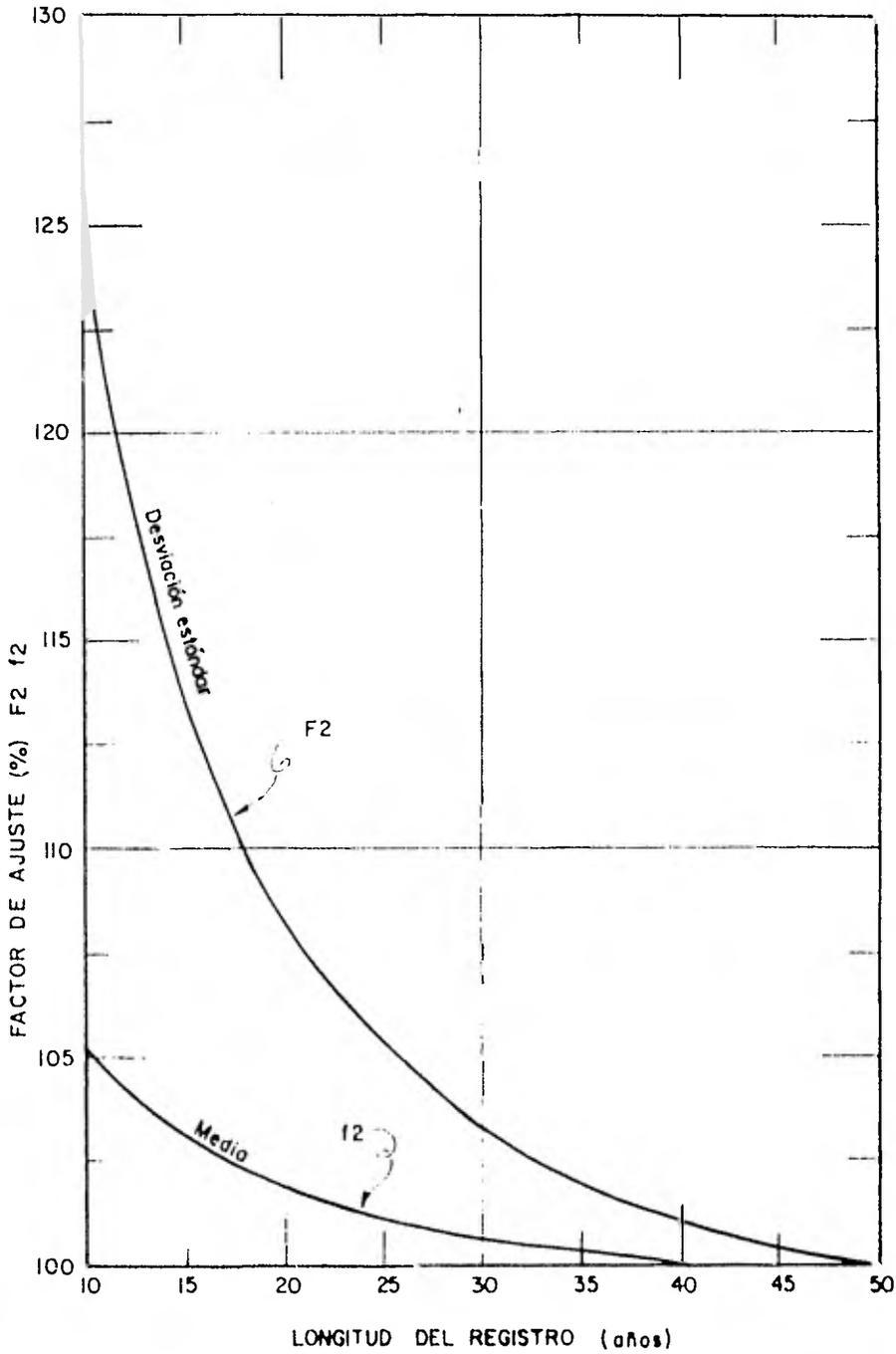
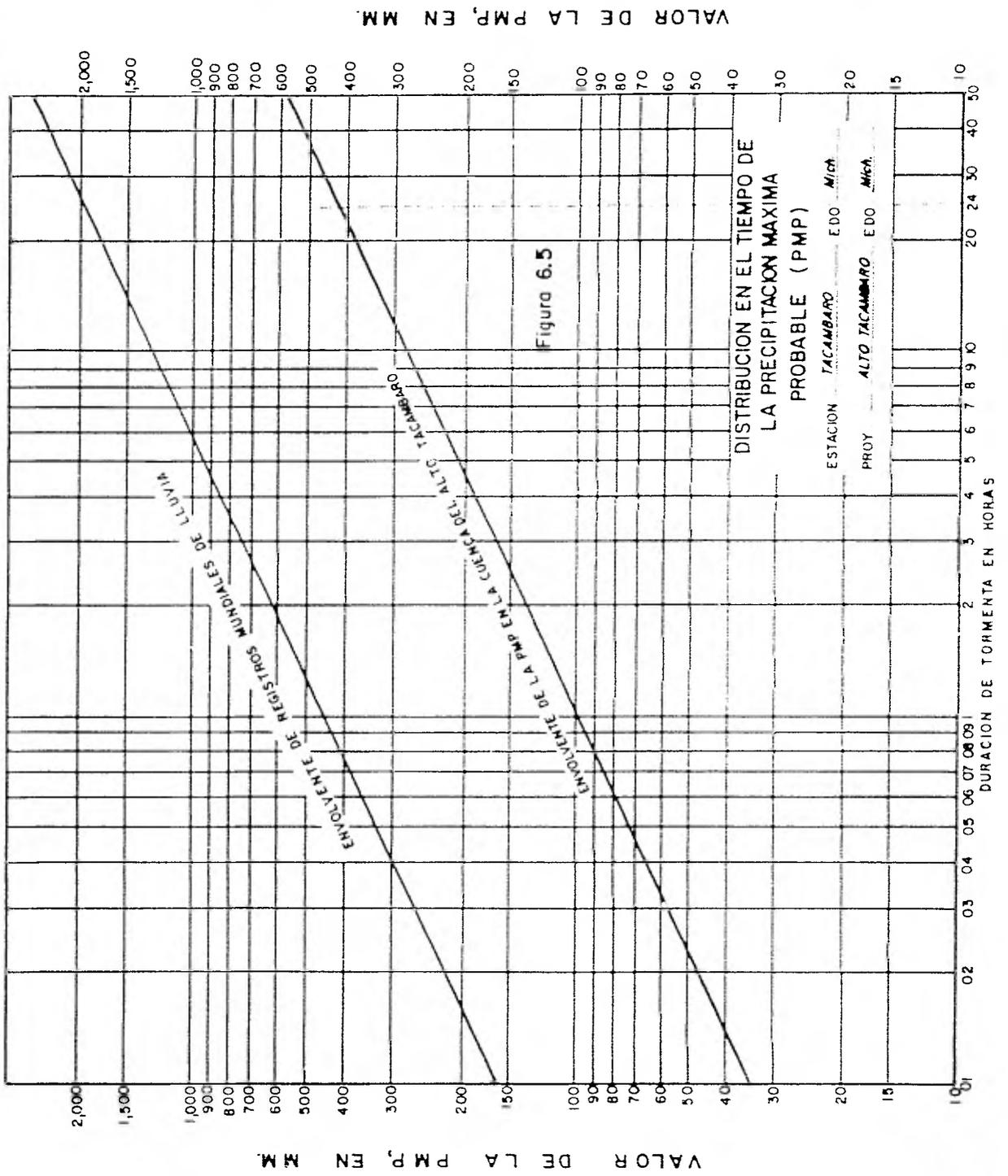


Figura 6.4

AJUSTE DE LA MEDIA Y DESVIACION ESTANDAR DE LAS SERIES ANUALES POR LONGITUD DEL REGISTRO



CURVAS DE REDUCCION DE LA TORMENTA POR AREA

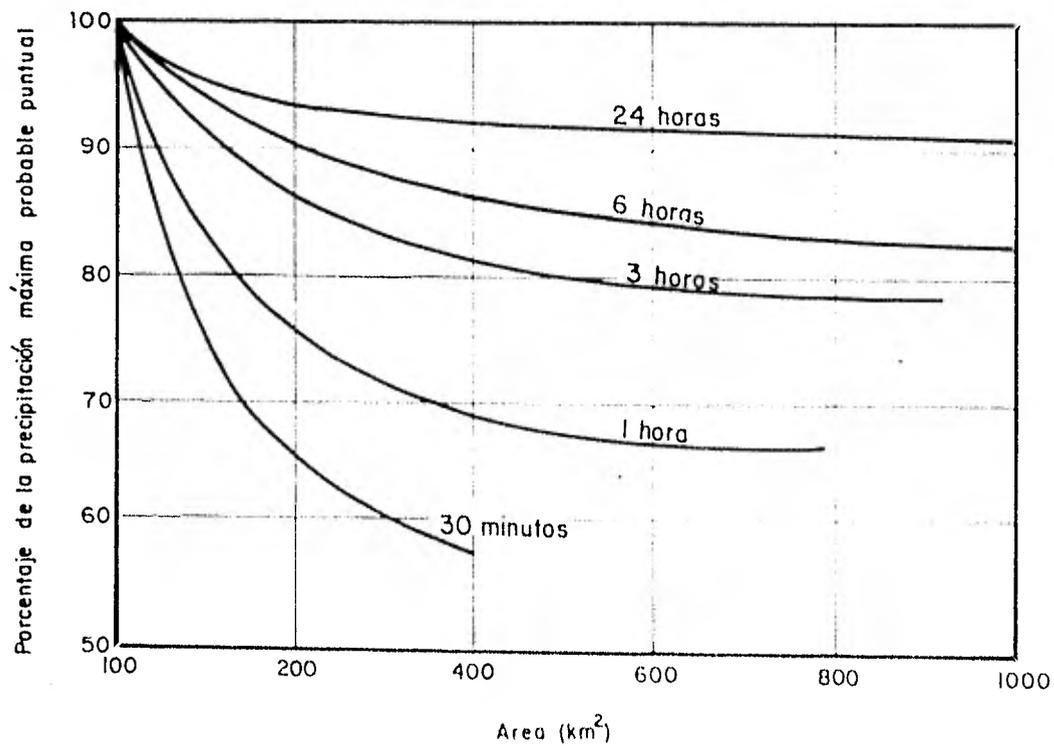


Figura 66

TABLA DE LOS REGISTROS MUNDIALES DE LLUVIA

Tabla 6 I

No	DURACION		LAMINA DE LLUVIA		LOCALIZACION DE LA ESTACION	FECHA DE TORMENTA
	Horas		Pulgadas	mm		
1	1 minuto	0.20	1.5	38.0	Barot, Guadalupe	Noviembre 26 1970
2	8 minutos	0.13	4.96	126.0	Fussen, Bavaria	Mayo 25 1920
3	15 minutos	0.25	7.80	198.1	Plum Point, Jamaica	Mayo 12 1915
4	20 minutos	0.33	8.10	205.7	Curtea de Argeş, Rumania	Julio 7 1889
5	42 minutos	0.70	12.00	304.8	Nail, Missouri U.S.A.	Junio 22 1947
6	2 hrs. 10 min.	1.17	19.00	482.6	Rockport, W. Virginia U.S.A.	Julio 18 1889
7	2 hrs. 45 min.	2.75	22.00	558.8	O'Haniss, Texas U.S.A.	Mayo 31 1935
8	4 hrs. 30 min.	4.50	30.80	782.3	Smallport, Pennsylvania	Julio 18 1942
9	9 hrs.	9.00	42.79	1,086.9	Belouve, La Reunion	Febrero 28 1964
10	12 hrs.	12.00	52.76	1,340.1	Belouve, La Reunion	Febrero 28-29 1964
11	18 hrs. 30 min.	18.50	55.49	1,633.8	Belouve, La Reunion	Febrero 28-29 1964
12	24 hrs.	24.00	73.62	1,869.9	Cilaos, La Reunion	Marzo 15-16 1952
13	2 dias	48.00	98.42	2,499.0	Cilaos, La Reunion	Marzo 15-17 1962
14	3 dias	72.00	127.56	3,240.0	Cilaos, La Reunion	Marzo 15-18 1952
15	4 dias	96.00	137.95	3,503.9	Cilaos, La Reunion	Marzo 14-18 1952
16	5 dias	120.00	151.73	3,833.9	Cilaos, La Reunion	Marzo 13-18 1952
17	6 dias	144.00	159.55	4,055.1	Cilaos, La Reunion	Marzo 13-19 1952
18	7 dias	168.00	161.81	4,110.0	Cilaos, La Reunion	Marzo 12-19 1952
19	8 dias	192.00	162.59	4,124.8	Cilaos, La Reunion	Marzo 11-19 1952
20	15 dias	360.00	188.88	4,797.6	Cilaos, La Reunion	Enero 24 Julio 8 1931
21	31 dias	744.00	366.14	9,300.0	Cherrapunji, India	Julio
22	2 meses	1,488.00	502.63	12,766.8	Cherrapunji, India	Junio - Julio 1861
23	3 meses	2,232.00	644.44	16,368.8	Cherrapunji, India	Mayo Julio 1861
24	4 meses	2,972.00	737.70	18,737.0	Cherrapunji, India	Abril - Julio 1861
25	5 meses	3,720.00	803.62	20,412.0	Cherrapunji, India	Abril - Agosto 1861
26	6 meses	4,464.00	884.03	22,454.4	Cherrapunji, India	Abril - Septiembre 1861
27	11 meses	8,184.00	905.12	22,990.0	Cherrapunji, India	Enero - Noviembre 1861
28	1 año	8,928.00	1,041.78	26,461.2	Cherrapunji, India	Agosto 1861
29	2 años	17,856.00	605.05	40,768.3	Cherrapunji, India	1860-1861

CUENCA DEL ALTO TACAMBARO
Poligonos de Thiessen Enero 1943-Diciembre 1980

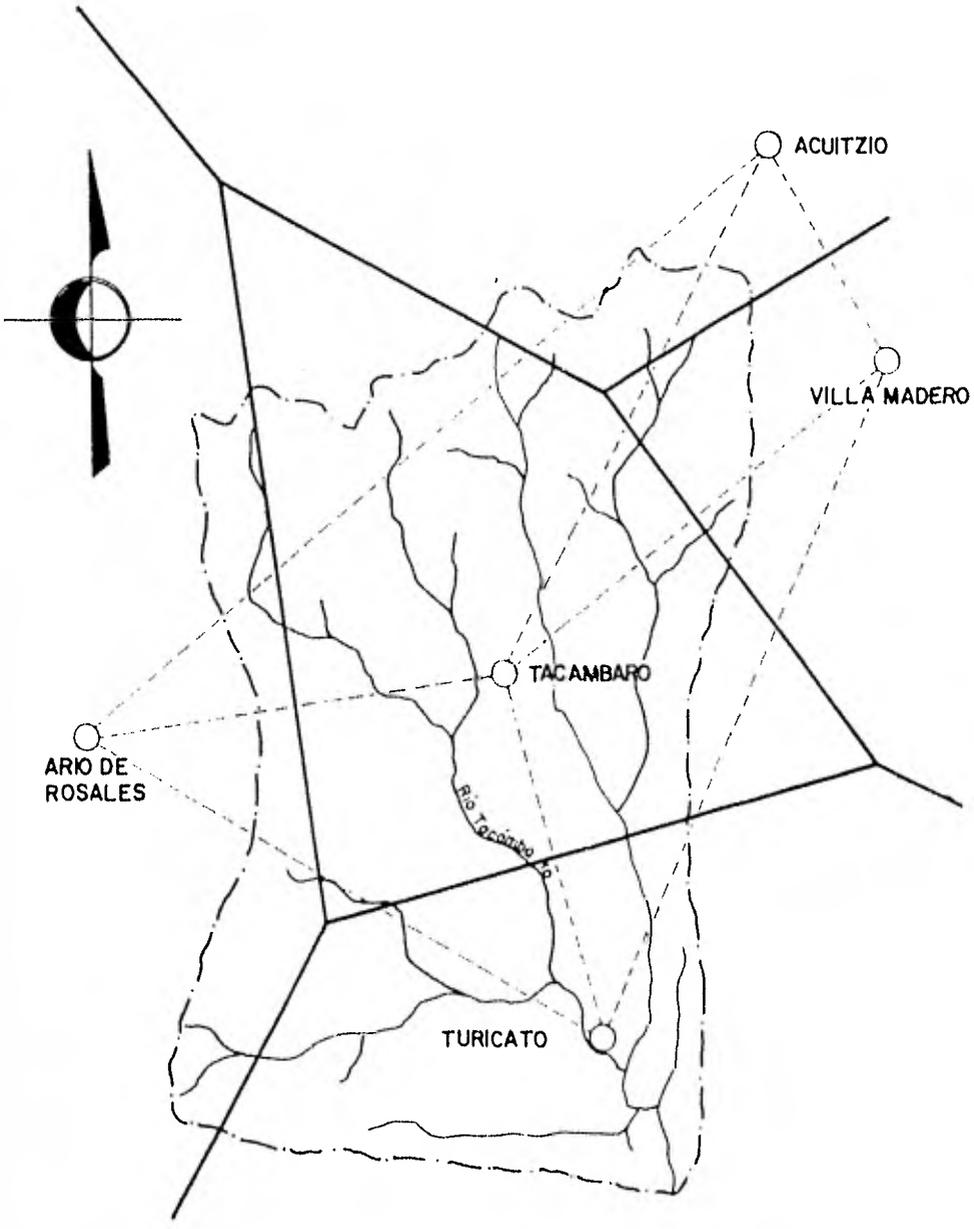
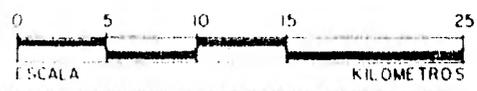


Fig. 6.7



VIII

APLICACIONES

En esta parte del trabajo se aplicará la teoría expuesta en los capítulos anteriores, mediante algunos ejemplos ilustrativos que permitirán ver la utilización práctica de la teoría hasta aquí desarrollada.

La aplicación se llevará a cabo en una zona en donde la agricultura es un factor importante en el desarrollo económico del lugar y para el país en general. La zona que se eligió para el estudio se encuentra ubicada dentro de la región hidrológica No. 18 correspondiente a la cuenca del medio y bajo Balsas. Las zonas específicas de estudio son: la cuenca del Alto Tacámbaro y la cuenca del río La Parota. En el plano No. 1 correspondiente a este trabajo, se puede observar la localización de estas cuencas, así como también las estaciones climatológicas e hidrométricas, cuyos datos servirán para desarrollar los ejemplos de aplicación.

7.1) Obtención del H.U. para la cuenca del río La Parota.

La cuenca del río La Parota tiene una superficie de 1701.4 km^2 ; sus escurrimientos son registrados por la estación hidrométrica Zirizícuaró, la cual ha registrado datos de aforo en dos períodos, de 1949 a 1955 y de 1968 a 1979.

La estación pluviográfica más cercana a la zona de estudio es la estación de Uruapan; ésta ha registrado información pluviográfica desde el año de 1962 a la fecha, los registros de intensidad de lluvia en la estación de Uruapan se obtuvieron con intervalos de 4 horas.

De los datos hidrométricos registrados por la estación Ziritzícuaro se analizaron los gastos instantáneos más importantes por su magnitud. De este análisis se seleccionaron dos eventos máximos, que por su importancia, con sus correspondientes lluvias, se juzgó conveniente emplearlos para obtener los hidrogramas unitarios para la cuenca del río La Parota.

El primer gasto instantáneo fue registrado por la estación hidrométrica Ziritzícuaro el día 12 de septiembre de 1975 y su valor máximo fue de 1 230.2 m³/s. El segundo caudal en importancia se presentó el día 3 de septiembre de 1977; el gasto máximo que se registró fue de 1 160.0 m³/s. En los cuadros (7.1) y (7.2) se encuentran tabulados los datos hidrométricos de estas avenidas y en las figuras (7.1) y (7.2) se presentan las gráficas de las mismas.

En las figuras (7.3) y (7.4) se muestran los hietogramas de las lluvias que originan los escurrimientos correspondientes.

Siguiendo la secuencia de cálculo planteada en el inciso (3.7) del capítulo III de este trabajo, se estará en posibilidad de obtener el hidrograma unitario correspondiente a cada una de las tormentas presentadas en la cuenca del río La Parota. En los cuadros (7.3) y (7.4) se presenta el cálculo efectuado para determinar el H.U. correspondiente a cada una de las tormentas, con duraciones de la lluvia en exceso de 4 y 8 horas respectivamente.

7.1.1) Obtención del H.U. para la tormenta del 11 de septiembre de 1975

En la columna (3) del cuadro (7.3), se obtiene el gasto base correspondiente al hidrograma generado por la primera tormenta. Este gasto base se encuentra representado gráficamente en la figura (7.1). En la columna (4) se obtiene el escurrimiento directo restando el gasto base estimado del gasto observado.

Para determinar el volumen total de escurrimiento directo (VTED) se suman los valores de la columna (4), y como los gastos se obtuvieron a un intervalo constante de tiempo de 2 horas, la suma total se multiplica por este intervalo de tiempo, de

AFORO DE GASTOS REGISTRADOS POR
LA ESTACION ZIRITZICUARO LOS DIAS
11, 12, 13 y 14 de septiembre de 1975.

Día	Hora	Q o b s m ³ /s	Día	Hora	Q o b s m ³ /s
11	8.00	46.0	12	20.00	515.00
11	10.00	47.0	12	22.00	435.00
11	12.00	55.0	12	24.00	375.00
11	14.00	65.0	13	2.00	295.00
11	16.00	80.0	13	4.00	250.00
11	18.00	100.0	13	6.00	220.00
11	20.00	130.0	13	8.00	190.00
11	22.00	175.0	13	10.00	165.00
11	24.00	235.0	13	12.00	150.00
12	2.00	460.0	13	14.00	130.00
12	4.00	1 230.2	13	16.00	115.00
12	6.00	1 075.0	13	18.00	100.00
12	8.00	925.0	13	20.00	90.00
12	10.00	860.0	13	22.00	80.00
12	12.00	780.0	13	24.00	75.00
12	14.00	715.0	14	2.00	70.0
12	16.00	650.0	14	4.00	65.0
12	18.00	580.0			

AFORO DE GASTOS REGISTRADOS POR
LA ESTACION ZIRITZICUARO LOS DIAS
1o. 2 y 3 de septiembre de 1977.

D í a	H o r a	Q o b s m ³ /s	D í a	H o r a	Q o b s m ³ /s
1	24.00	30.0	3	2.00	600.0
2	2.00	30.3	3	4.00	837.0
2	4.00	30.5	3	6.00	1160.0
2	6.00	35.5	3	8.00	810.0
2	8.00	40.0	3	10.00	645.0
2	10.00	45.0	3	12.00	450.0
2	12.00	60.0	3	14.00	265.0
2	14.00	67.0	3	16.00	125.0
2	16.00	87.0	3	18.00	65.0
2	18.00	105.0	3	20.00	40.0
2	20.00	130.0	3	22.00	35.0
2	22.00	175.0	3		
2	24.00	310.0			

OBTENCION DEL HIDROGRAMA UNITARIO, CORRESPONDIENTE A
8 HORAS DE DURACION DE LA LLUVIA EN EXCESO PARA LA
CUENCA DEL RIO LA PAROTA

Hora	Q obs m3/s	Q base m3/s	Q dir m3/s	H. U. m3/s cm.
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)
8.00	46.0	46.0	0	0
10.00	47.0	47.0	0	0
12.00	55.0	55.0	0	0
14.00	65.0	65.0	0	0
16.00	80.0	80.0	0	0
18.00	100.0	83.0	17.0	4.689
20.00	130.0	100.0	30.0	8.275
22.00	175.0	110.0	65.0	17.931
24.00	235.0	115.0	120.0	33.103
2.00	460.0	117.0	343.0	94.620
4.00	1 230.2	120.0	1 110.2	306.206
6.00	1 075.0	120.0	955.0	263.448
8.00	925.0	119.0	806.0	222.344
10.00	860.0	117.0	743.0	204.965
12.00	780.0	115.0	665.0	183.448
14.00	715.0	110.0	605.0	166.896
16.00	650.0	105.0	545.0	150.344
18.00	580.0	97.0	483.0	133.241
20.00	515.0	94.0	421.0	116.137
22.00	435.0	90.0	345.0	95.172
24.00	375.0	85.0	290.0	80.000
2.00	295.0	82.0	213.0	58.758
4.00	250.0	80.0	170.0	46.896
6.00	220.0	75.0	145.0	40.000
8.00	190.0	72.0	118.0	32.551
10.00	165.0	70.0	95.0	26.206
12.00	150.0	70.0	80.0	22.068
14.00	130.0	67.0	63.1	17.406
16.00	115.0	65.0	50.0	13.793
18.00	100.0	65.0	35.0	9.655
20.00	90.0	65.0	25.0	6.896
22.00	80.0	65.0	15.0	4.138
24.00	75.0	65.0	10.0	2.758
2.00	70.0	65.0	5.0	1.379
4.00	65.0	65.0	0	0

$$\Sigma = 8\ 567.2$$

OBTENCION DEL HIDROGRAMA UNITARIO, CORRESPONDIENTE A
4 HORAS DE DURACION DE LA LLUVIA EN EXCESO PARA LA
CUENCA DEL RIO LA PAROTA

Hora	Q obs. m3/s	Q bqsc m3/s	Q dir m3/s	H. U. m3/s cm.
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)
24.00	30.0	30.0	0	0
2.00	30.3	30.3	0	0
4.00	30.5	30.5	0	0
6.00	35.0	35.0	0	0
8.00	40.0	35.0	5.0	2.573
10.00	45.0	40.0	5.0	2.573
12.00	60.0	45.0	15.0	7.720
14.00	67.0	50.0	17.0	8.750
16.00	87.0	60.0	27.0	13.897
18.00	105.0	70.0	35.0	18.015
20.00	130.0	80.0	50.0	25.736
22.00	175.0	90.0	85.0	43.751
24.00	310.0	100.0	210.00	108.091
2.00	600.0	105.0	495.0	254.786
4.00	837.0	109.0	728.0	374.716
6.0	1 160.0	112.0	1 048.0	539.427
8.00	810.0	106.0	704.0	362.363
10.00	645.0	100.0	545.0	280.522
12.00	450.0	93.0	357.0	183.755
14.00	265.0	80.0	185.0	95.223
16.00	125.0	65.0	60.0	30.883
18.00	65.0	50.0	15.0	7.720
20.00	40.0	35.0	5.0	2.573
22.00	35.0	35.0	0	0

$$\Sigma = 4 591.0$$

tal forma que:

$$VTED = 8\,567.2 \frac{\text{m}^3}{\text{Seg}} \times 2 \text{ hr} \times 3\,600 \frac{\text{Seg}}{\text{hr}} = 61\,683\,840 \text{ m}^3$$

Como se conoce el área drenada de la cuenca del río La Parota, cuyo valor es de $1\,701.4 \text{ km}^2$, la altura de lluvia en exceso será igual a:

$$h_e = \frac{VTED}{A} = \frac{61\,683\,840.0 \text{ m}^3}{1\,701.4 \times 10^6 \text{ m}^2} = 3.63 \times 10^{-2} \text{ m} = 3.63 \text{ cm.}$$

Las ordenadas del H.U. (Col. 5) se obtienen dividiendo las ordenadas del escurrimiento directo (Col. 4) entre 3.63. Para saber a qué duración corresponde este H.U., bastará con calcular el coeficiente de infiltración ϕ de la siguiente forma:

$$\text{Se debe cumplir que } \sum_{i=1}^n \Delta h_{ei} = h_e$$

Suponiendo, después de varios tanteos: $\phi' = 1.13 \text{ cm}$; restando este valor de las ordenadas del hietograma de la figura (7.3) se obtiene:

$$(1.5 - 1.13) + (4.38 - 1.13) = 3.63$$

El valor de $\phi' = 1.13$ satisface la condición anterior, consecuentemente el índice de infiltración ϕ será igual a:

$$\phi = \frac{\phi'}{\Delta t} = \frac{1.13}{4} = 0.28 \frac{\text{cm}}{\text{hr}}$$

Se concluye pues que el hidrograma unitario calculado corresponde a una duración de lluvia en exceso de 8 horas, como se puede observar en la figura (7.3). En la figura (7.5) se representa gráficamente el H.U. obtenido.

7.1.2) Obtención del H.U. para la tormenta del 2 de septiembre de 1977

Siguiendo el procedimiento descrito en el inciso (7.1.1) en el cuadro (7.4) se obtiene el H.U. correspondiente a esta segunda tormenta. El gasto base estimado se puede observar en la figura (7.2). El volumen de escurrimiento directo es igual a:

$$VTED = 4\,591 \frac{\text{m}^3}{\text{Seg}} \times 2 \text{ hr} \times 3\,600 \frac{\text{Seg}}{\text{hr}} = 33\,055\,200 \text{ m}^3$$

La altura de lluvia en exceso (h_e), se calcula como:

$$h_e = \frac{VTED}{A} = \frac{33\,055\,200 \text{ m}^3}{1\,701.4 \times 10^6} = 1.94 \times 10^{-2} \text{ m} = 1.94 \text{ cm.}$$

Dividiendo los valores de la columna (5) del cuadro (7.4), entre el valor de h_e calculado, se obtienen las ordenadas del hidrograma unitario para esta tormenta. En la figura (7.6) se muestra gráficamente el H.U. obtenido.

Para conocer la duración que le corresponde a este H.U., será necesario calcular el índice de infiltración ϕ .

Para un último tanteo, supongamos $\phi' = 2.46$ cm; restando este valor de las ordenadas del hidrograma de la figura (7.4) se obtiene:

$$(4.4 - 2.46) = 1.94 \text{ cm.}$$

Por lo tanto, el índice de infiltración ϕ será igual a:

$$\phi = \frac{\phi'}{\Delta t} = \frac{2.46}{4} = 0.61 \frac{\text{cm}}{\text{hr}}$$

La duración que le corresponde al H.U. calculado para esta segunda tormenta, es de 4 horas. En la figura (7.4) se observa la lluvia en exceso que generó el escurrimiento directo.

7.2) Aplicación de la curva "S"

Para saber en forma aproximada qué H.U., asociado a una cierta duración de la lluvia en exceso, se debe emplear en la cuenca del río La Parota, es necesario, primeramente, determinar el tiempo de concentración en la cuenca. Para calcular el tiempo de concentración (T_c) se empleará la ecuación (5.11), planteada en el Capítulo V de este trabajo.

$$T_c = \left[\frac{0.81 L^3}{H} \right]^{0.385}$$

donde: T_c = Tiempo de concentración de la cuenca, en horas.

L = Longitud del cauce principal en Km., que para el caso de la cuenca del río La Parota es de 64 km.

H = Desnivel del cauce principal en metros, en este caso es de 1975 m.

Sustituyendo valores en la ecuación anterior se tiene:

$$T_c = \left[\frac{0.81 (64)^3}{1975} \right]^{0.385} = 6.055 \text{ horas}$$

De acuerdo con el cálculo anterior, y considerando, que la duración de la lluvia en exceso debe ser menor que el tiempo de concentración (T_c) en la cuenca, se procederá a aplicar la técnica de la curva "S" al H.U. cuya duración es de 8 horas, de tal modo que a partir de este se elabore un H.U. para una duración de 4 horas. Con este último hidrograma unitario, se obtendrá el H.U. medio de la cuenca, asociado a una duración de 4 horas de la lluvia en exceso. Para calcular el H.U. medio se tiene la ayuda del H.U. que se obtuvo para la segunda tormenta en el inciso anterior. La figura (7.9), muestra la obtención del H.U. medio para una duración de 4 horas de la lluvia en exceso.

En el cuadro (7.5), se puede observar en forma simplificada, la aplicación de la curva "S" para obtener el hidrograma unitario para una duración de 8 horas de la lluvia en exceso (Col. 2).

Teniendo como base las ordenadas del hidrograma unitario para una $d_e = 8$ horas, se construyó la curva "S" (Col. 4) sumando las ordenadas de H.U. desplazado sucesivamente 8 horas (Col. 3), que es la duración de la lluvia en exceso para la que fue deducido. Posteriormente se procedió al ajuste de la curva "S" obtenida (Col. 4) y el resultado de este ajuste se presenta en la columna (4'). En la figura (7.7) se observa la gráfica de la curva "S" obtenida.

El gasto de equilibrio de la curva "S" se calculó de acuerdo con la fórmula (4.1), dada en el capítulo IV.

donde:

$$q_e = \frac{2.78 A}{d_t}$$

$$q_e = \text{gasto de equilibrio en } \frac{\text{m}^3/\text{s}}{\text{cm}}$$

A = área de la cuenca en km^2

d_t = es la duración de la lluvia en exceso

Sustituyendo valores se tiene:

$$q_e = \frac{2.78 (1\ 701.4)}{8} = 591.23 \text{ m}^3/\text{s}.$$

Una vez conocida la curva "S" (Col. 4), para calcular el H.U. para una $d_e = 4$ horas, se desplaza la curva "S" esa duración (Col. 5) y se calcula la diferencia de ordenada (Col.6). Como la duración para la cual se calcula el H.U. es de la mitad de la del H.U. para el cual se calculó la curva "S", y con la finalidad de obtener las ordenadas del nuevo H.U., las diferencias que se obtuvieron (Col.6) deberán multiplicarse por $\frac{8}{4}$ (Col. 7). En la figura (7.3) aparece el H.U. obtenido.

7.3) Obtención del H.U.S. para la cuenca del Alto Tacámbaro.

Debido a la falta de información hidrométrica en la cuenca del Alto Tacámbaro, y considerando la necesidad de obtener el hidrograma unitario para ésta, fue necesario recurrir a la utilización de la información de las cuencas vecinas para poder obtener el hidrograma unitario sintéticamente. Después de un cierto estudio comparativo del comportamiento hidráulico y de los fenómenos climatológicos entre la cuenca del Alto Tacámbaro y las cuencas cercanas, se juzgó conveniente utilizar la información hidrométrica existente en la cuenca del río La Parota. En el plano No. 1 se muestra la localización y delimitación de ambas cuencas.

7.3.1) Obtención de los coeficientes " C_t " y " C_p " para la cuenca del río La Parota

Conocido el hidrograma unitario medio en la cuenca del río La Parota, para una duración de 4 horas de la lluvia en exceso, y considerando además que se conocen las características fisiográficas de esta cuenca, será posible obtener los coeficientes " C_t " y " C_p " que posteriormente se aplicarán en combinación con las características fisiográficas de la cuenca del Alto Tacámbaro, para obtener el H.U.S. correspondiente a esta última cuenca. Los datos necesarios para obtener los coeficientes " C_t " y " C_p " son los siguientes:

Datos de la cuenca del río La Parota:

Longitud del cauce principal: $L = 64$ km.

Longitud medida sobre la corriente principal más próxima al centro de gravedad de la cuenca: $L_{cg} = 35$ km

Área de la cuenca: $A = 1\,701.4$ km²

Duración de la lluvia en exceso: $d'_e = 4$ horas.

CUENCA DEL RIO LA PAROTA
CURVA "S"

Hora	Cálculo de la curva "S" a partir de un H. U para de = 8 horas			Cálculo del H. U. para un de = 4 horas			
	H. U. de = 8 hr	Curva "S" retrasada 8 hr	Curva "S" de = 8 hr	Curva "S" ajustada	Curva "S" retrasada 4 hr	Diferencias de Curvas "S" (4')-(5)	H. U. de = 4 hr Col (6) x 8/4
(1)	(2)	(3)	(4)	(4')	(5)	(6)	(7)
16.0	0		0	0		0	0
18.0	4.689		4.689	5		5.0	10.0
20.0	8.275		8.275	8.0	0	8.0	16.0
22.0	17.931		17.931	23.0	5.0	18.0	36.0
24.0	33.103	0	33.103	57.0	8.0	49.0	98.0
2.0	94.620	4.689	99.309	100.0	23.0	77.0	154.0
4.0	306.206	8.275	314.481	314.0	57.0	257.0	514.0
6.0	263.448	17.931	281.379	441.0	100.0	341.0	682.0
8.0	222.344	33.103	255.447	498.0	314.0	184.0	368.0
10.0	204.965	99.309	304.274	535.0	441.0	94.0	188.0
12.0	183.448	314.481	497.929	557.0	498.0	59.0	118.0
14.0	166.896	281.379	448.275	571.0	535.0	36.0	72.0
16.0	150.344	255.442	405.791	582.0	557.0	25.0	50.0
18.0	133.241	304.274	437.515	591.0	571.0	20.0	40.0
20.0	116.137	437.929	614.066	591.0	582.0	9.0	18.0
22.0	95.172	448.275	543.447	591.0	591.0	0	0
24.0	80.00	405.791	485.791	591.0	591.0	0	-
2.0	58.758	437.515	496.273	591.0	591.0	0	-
4.00	46.896	614.066	660.962	-	-	-	-
6.0	40.00	543.447	583.447	-	-	-	-

CUENCA DEL RIO LA PAROTA
CURVA "S"

Hora	Cálculo de la curva "S" a partir de un H.U. para de = 8 horas		Cálculo del H.U. para un de = 4 horas				
	H.U. de=8 hr	Curva "S" retrasada	Curva "S" de = 8 hr	Curva "S" ajustada	Curva "S" retrasada	Diferencias de Curva "S" (4')-(5)	H.U. de = 4 hr Col (6) x 8/4
(1)	(2)	(3)	(4)	(4')	(5)	(6)	(7)
8.0	32,551	485,791	518,342	-	-	-	-
10.0	26,206	496,273	522,479	-	-	-	-
12.0	22,068	660,962	683,030	-	-	-	-
14.0	17,406	583,447	600,853	-	-	-	-
16.0	13,793	518,342	532,135	-	-	-	-
18.0	9,655	522,479	532,134	-	-	-	-
20.0	6,896	683,030	689,926	-	-	-	-
22.0	4,138	600,853	604,991	-	-	-	-
24.0	2,758	532,135	534,893	-	-	-	-
2.0	1,379	532,134	533,513	-	-	-	-
4.0	0	689,926	689,926	-	-	-	-

Tiempo de retraso de la cuenca, obtenido de la figura (7.9): $T'_r = 17$ horas.

Gasto de pico del H.U. medio (Figura 7.9): $Q'_p = 611$ m³/seg.

Coefficientes de conversión de unidades: $C_1 = 0.752$; $C_2 = 2.75$

Aplicando las ecuaciones planteadas en el capítulo correspondiente al H.U.S. se tiene:

Por las consideraciones realizadas en el inciso (5.4) del Capítulo V:

$$T'_r \neq 5.5 d'_e$$

Para este caso se partirá de las siguientes ecuaciones (5.2) y (5.6) a las que llamaremos (a) y (b) respectivamente:

$$d'_e = \frac{T_r}{5.5} \quad \text{_____ (a)}$$

$$T'_r = T_r + \frac{1}{4} (d'_e - d_e) \quad \text{_____ (b)}$$

Substituyendo (a) en (b) se obtendrá el tiempo de retraso T_r para una duración estándar (d_e) de la lluvia. De la substitución se obtiene:

$$T_r = \frac{22 T'_r - 5.5 d'_e}{21}$$

Substituyendo valores en esta última ecuación, se tiene:

$$T_r = \frac{22 (17) - 5.5 (4)}{21} = 16.76 \text{ hr.}$$

Ahora, substituyendo el valor obtenido en (a) se obtendrá la duración estándar (d_e) de la lluvia:

$$d_e = \frac{16.76}{5.5} = 3.047 \text{ hr}$$

Obtención del coeficiente " C_t ":

utilizando la ecuación (5.1) $T_r = C_1 C_t (L Lcg)^{0.3}$

despejando " C_t " de la ecuación anterior se obtiene:

$$C_t = \frac{T_r}{C_1 (L L_{cg})^{0.3}}$$

substituyendo valores:

$$C_t = \frac{16.76}{0.752 (64 \times 35)^{0.3}} = 2.203$$

Obtención del coeficiente "C_p"

Considerando que :

$$q'_p = \frac{Q'_p}{A} = \frac{611}{1701.4} = 0.359 \frac{\text{m}^3/\text{seg}}{\text{km}^2}$$

Substituyendo el valor de (q'_p) en la ecuación (5.7) se tiene:

$$q_p = \frac{q'_p T_r}{T_r} = \frac{0.359 (17)}{16.76} = 0.364 \frac{\text{m}^3/\text{s}}{\text{km}^2}$$

Substituyendo el valor de (q_p), en la ecuación (5.3)

$$C_p = \frac{q_p T_r}{C_2} = \frac{0.364 (16.76)}{2.75} = 2.218$$

7.3.2) Obtención del H.U.S.

Conocidos los coeficientes "C_t" y "C_p" calculados anteriormente y ayudándonos también de las características fisiográficas de la cuenca, obtendremos el H.U.S. en la cuenca del Alto Tacámbaro.

Datos de la cuenca del Alto Tacámbaro:

Area de la cuenca: A = 1 100 km²

Longitud del cauce principal: L = 60 km

Longitud medida sobre la corriente principal más próxima al centro de gravedad de la cuenca: L_{cg} = 35 km

Coficiente: C_t = 2.203; C_p = 2.218

Desnivel de la corriente principal: H = 1 950 m

Conocidos los datos anteriores, se concluye que sólo falta como dato la duración de la lluvia en exceso, para la cual se desea determinar el H.U.S. en la cuenca

del alto Tacámbaro.

Aplicando la ecuación (5.11) conoceremos el tiempo de concentración en la cuenca. Los datos para obtener el tiempo de concentración (T_c), son los siguientes:

$$\text{Longitud: } L = 60 \text{ km}$$

$$\text{Desnivel: } H = 1950 \text{ m}$$

$$T_c = \left[\frac{0.81 (60)^3}{1950} \right]^{0.385} = 5.647 \text{ hr}$$

Para determinar la duración de la lluvia en exceso se aplicará la ecuación (5.10)

$$d'_e = 2 \sqrt{T_c} = 2 \sqrt{5.647} = 4.75 \text{ hr}$$

Para este caso adoptaremos una $d'_e = 4$ hr, y se obtendrá el H.U.S. para la cuenca, correspondiente a una duración de 4 horas de la lluvia en exceso.

1) Obtención del tiempo de retraso (T_r)

$$T_r = C_1 C_t (L L_{cg})^{0.3} = (0.752) (2.203) (60 \times 35)^{0.3} = 16.439 \text{ hr.}$$

2) Obtención del gasto unitario (q_p)

$$q_p = \frac{C_2 C_p}{T_r} = \frac{2.75 (2.218)}{16.439} = 0.371 \frac{\text{m}^3/\text{seg}}{\text{km}^2}$$

3) Obtención de la duración (d_e)

$$d_e = \frac{t_r}{5.5} = \frac{16.439}{5.5} = 3.0 \text{ hr}$$

4) Obtención del tiempo de retraso (t'_r)

$$T'_r = T_r + \frac{1}{4} (d'_e - d_e) = 16.439 + \frac{1}{4} (4-3) = 16.689 \text{ hr}$$

5) Obtención del gasto unitario (q'_p)

$$q'_p = \frac{q_p T_r}{T'_r} = \frac{0.371 (16.439)}{16.689} = 0.365 \frac{\text{m}^3/\text{seg}}{\text{km}^2}$$

6) Obtención de la ordenada máxima del H.U.S. (Q'_p)

$$Q'_p = q'_p A = 0.365 \times 1100 = 401.5 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

7) Obtención del tiempo base (T'_b) del H.U.S., empleando la ecuación (5.4) dada en el Capítulo V se tiene:

$$T'_b = 3 (24 + T'_r) = 3 (24 + 16.689) = 122.067 \text{ hr.}$$

8) Cálculo del tiempo al pico del H.U.S.

$$T_p = \frac{d'_e}{2} + T'_r = \frac{4}{2} + 16.689 = 18.689 \text{ hr.}$$

Analizando los resultados anteriores se puede concluir que el tiempo base del H.U.S. calculado es demasiado grande comparado con el tiempo base del hidrograma unitario del que se partió (Fig. 7.9).

Por otra parte, también se calculó el tiempo base aplicando la ecuación (5.17) y el resultado obtenido fue de:

$$T_b = 2.67 T_p = 2.67 (18.689) = 49.899 \text{ horas.}$$

Se observa que este último resultado, es menor que el obtenido con la fórmula (5.4), pero aún es grande comparado con el tiempo base del hidrograma unitario medio, obtenido para la cuenca del río La Parota.

Considerando la similitud que existe entre la cuenca del Alto Tacámbaro y la cuenca del río La Parota, se optó, para este trabajo, por tomar como tiempo base máximo del H. U. S. el tiempo base del hidrograma unitario medio (Fig. 7.9), conservándose el gasto máximo (Q'_p), cuyo valor máximo es de $401.5 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}$. En la Fig. (7.10) se muestra gráficamente el H.U.S. obtenido para la cuenca del Alto Tacámbaro.

7.4) Obtención de la Avenida Máxima Probable en la cuenca del Alto Tacámbaro.

En gran parte de los proyectos hidráulicos, especialmente en presas de almacenamiento, la avenida de diseño es la avenida máxima probable que se define como la mayor avenida que puede esperarse razonablemente en una corriente determinada y sitio de presa considerado. La determinación de la avenida máxima probable se basa en

la consideración racional de las probabilidades de ocurrencia simultánea de los diferentes elementos o condiciones que contribuyen a la formación de la misma. Generalmente la avenida máxima probable se determina de la precipitación máxima probable.

La avenida máxima probable, en la cuenca del Alto Tacámbaro, se calculó en base a la precipitación máxima probable (P M P), calculada con el método estadístico de David M. Hershfield. Los datos de la P M P a emplear serán los obtenidos en el Capítulo VI (inciso 6.2) correspondiente a este trabajo. Los datos a emplear fueron procesados en la forma siguiente:

i) Obtención del número de escurrimiento "N" en la cuenca:

"N" es un coeficiente que depende del uso y tipo de suelo. De la tabla 1, propuesta en la Ref. (16), se obtuvieron los siguientes porcentajes de cobertura vegetal:

Uso del suelo:

Bosque natural normal	26.5%
Cultivos de surco	15.0%
Pastizal normal	20.0%
Pastizal pobre	28.5%

Tipo de suelo:

Según las características físicas de la cuenca, se estimó que la zona de interés presenta suelos tipo "B", el cual incluye arenas finas, limos orgánicos y mezclas de arena y limo.

Por lo tanto el número de escurrimiento "N" vale: (Tabla 1 Ref. 16)

Bosque natural normal	$0.265 \times 60 = 15.9$
Cultivos de surco	$0.150 \times 78 = 11.7$
Pastizal normal	$0.200 \times 69 = 13.8$
Pastizal pobre	$0.385 \times 79 = 30.4$
	$\Sigma = 71.8$

Se adopta $N = 72$

ii) Cálculo de la precipitación en exceso (P_e)

Entrando con una duración de 4 horas a la curva envolvente de la PMP en la cuenca del Alto Tacámbaro, se obtiene una precipitación (P) de 185 mm = 18.5 cm. La precipitación en exceso se obtendrá aplicando la ecuación siguiente (Ref. 16):

$$P_e = \frac{\left(P - \frac{508}{N} + 5.08\right)^2}{P + \frac{2032}{N} - 20.32} \quad (7.1)$$

donde:

P_e es la precipitación en exceso, en cm.

P es la precipitación total y para este caso vale 18.5 cm.

N es el número de escurrimiento, para el caso de la cuenca en estudio su valor es de 72.

Substituyendo valores en la ecuación (7.1) se obtiene:

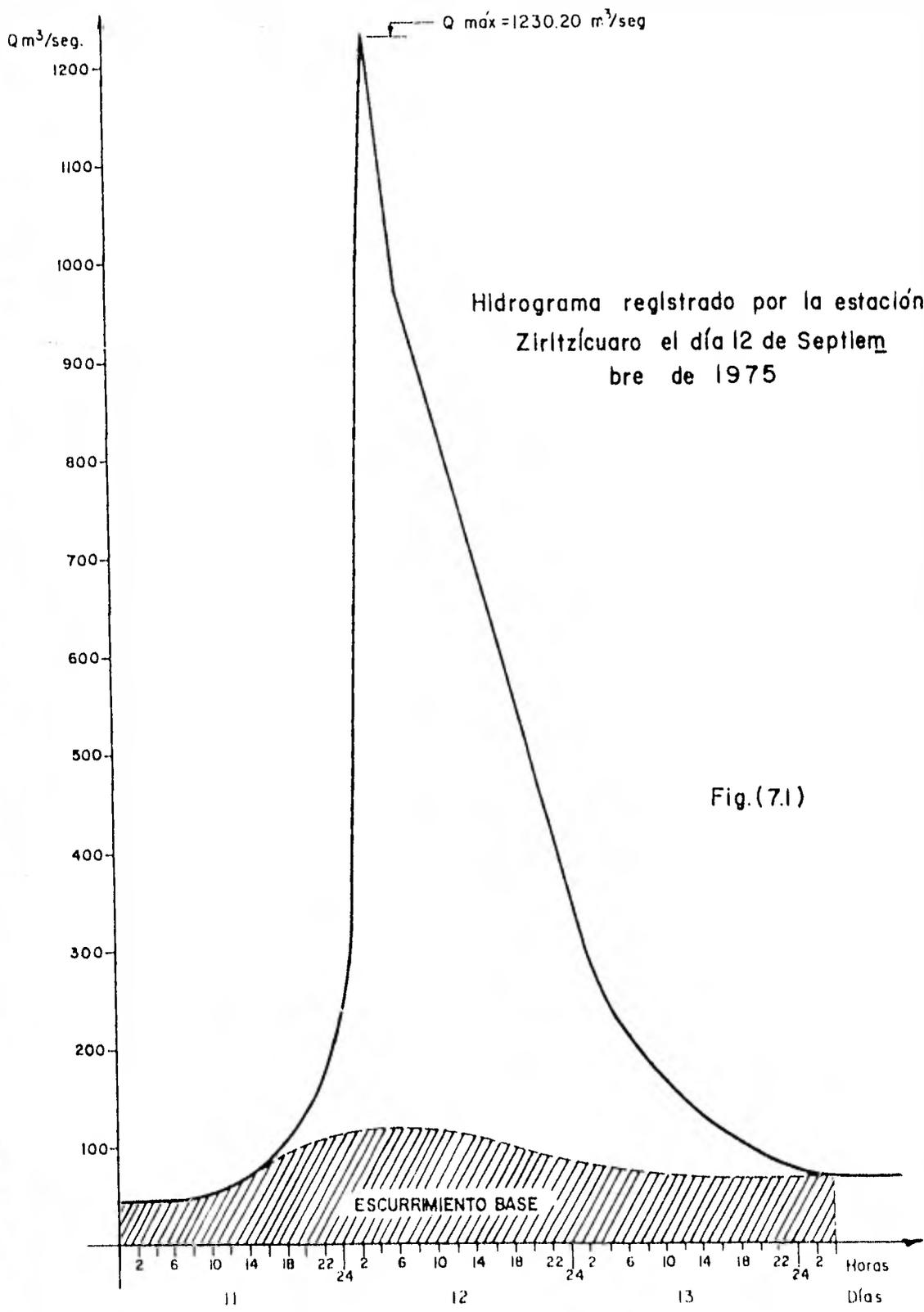
$$P_e = \frac{\left(18.5 - \frac{508}{72} + 5.08\right)^2}{18.5 + \frac{2032}{72} - 20.32} = 10.34 \text{ cm.}$$

iii) Cálculo de la avenida máxima probable

Para obtener el gasto máximo probable, en la cuenca del Alto Tacámbaro sólo bastará con multiplicar la ordenada máxima del H.U.S. (Q'_p) (Fig. 7.10) por la precipitación en exceso (P_e). De tal forma que:

$$Q_{\text{máx prob}} = Q'_p (P_e) = 401.5 (10.34) = 4151.51 \text{ m}^3/\text{s.}$$

Multiplicando a cada una de las ordenadas del H.U.S. por la precipitación en exceso (P_e), se obtuvo la variación de la avenida máxima probable con respecto al tiempo. En la figura (7.11) se muestra este último resultado.



Hidrograma registrado por la estación
Zirtzcuaro el día 12 de Septiembre
de 1975

Fig.(7.1)

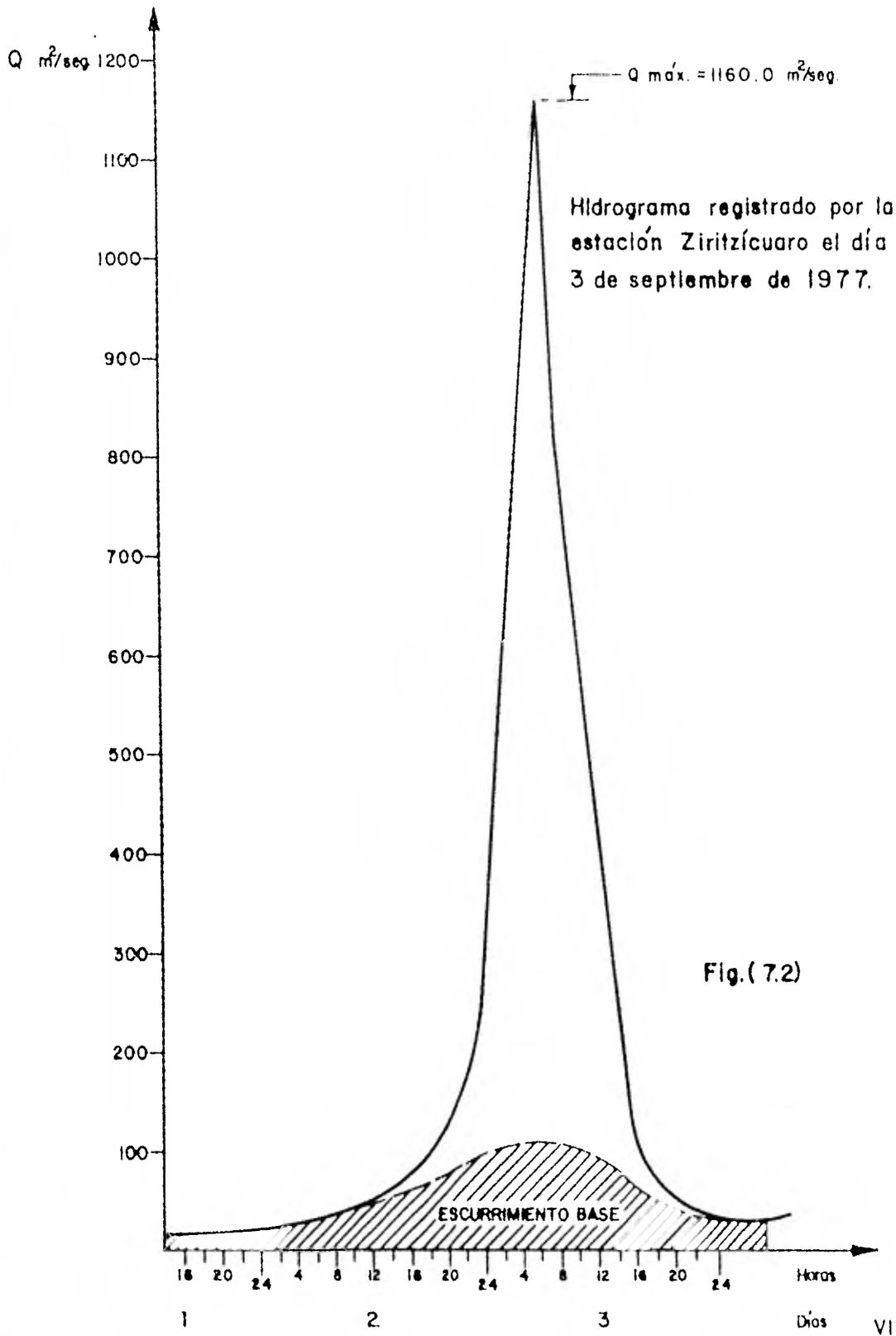


Fig.(7.2)

Histograma de la lluvia en exceso registrada por la estación pluviográfica Uruapan tormenta 1975.

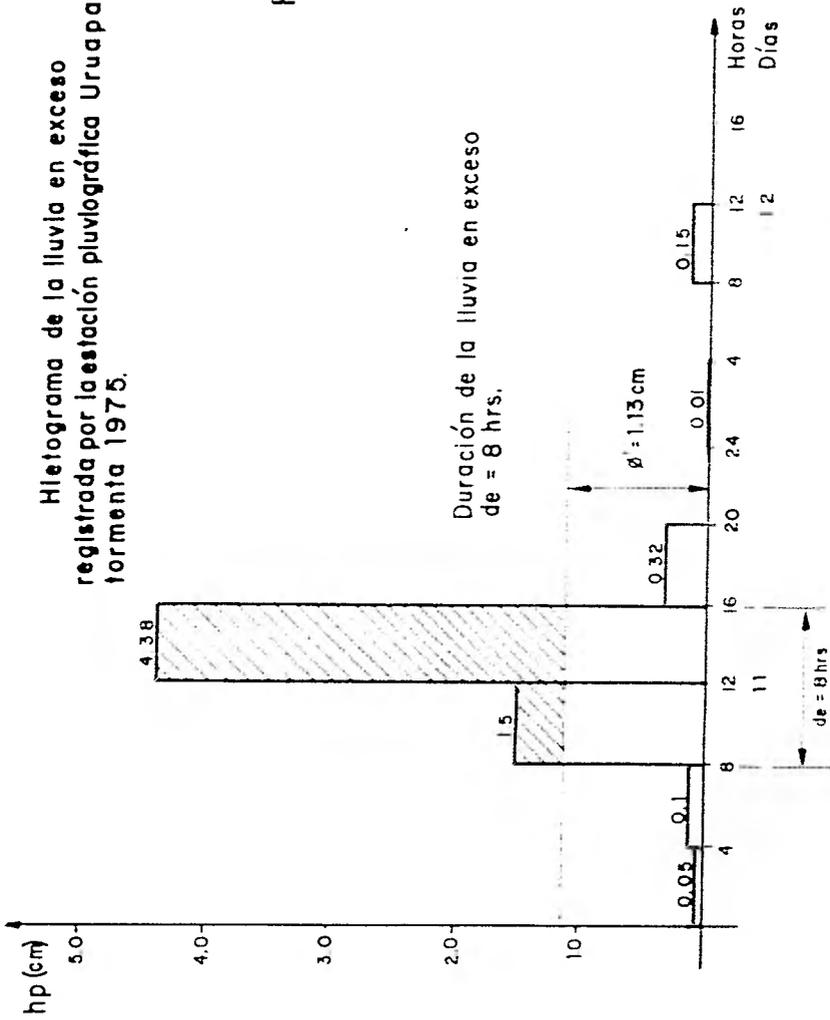
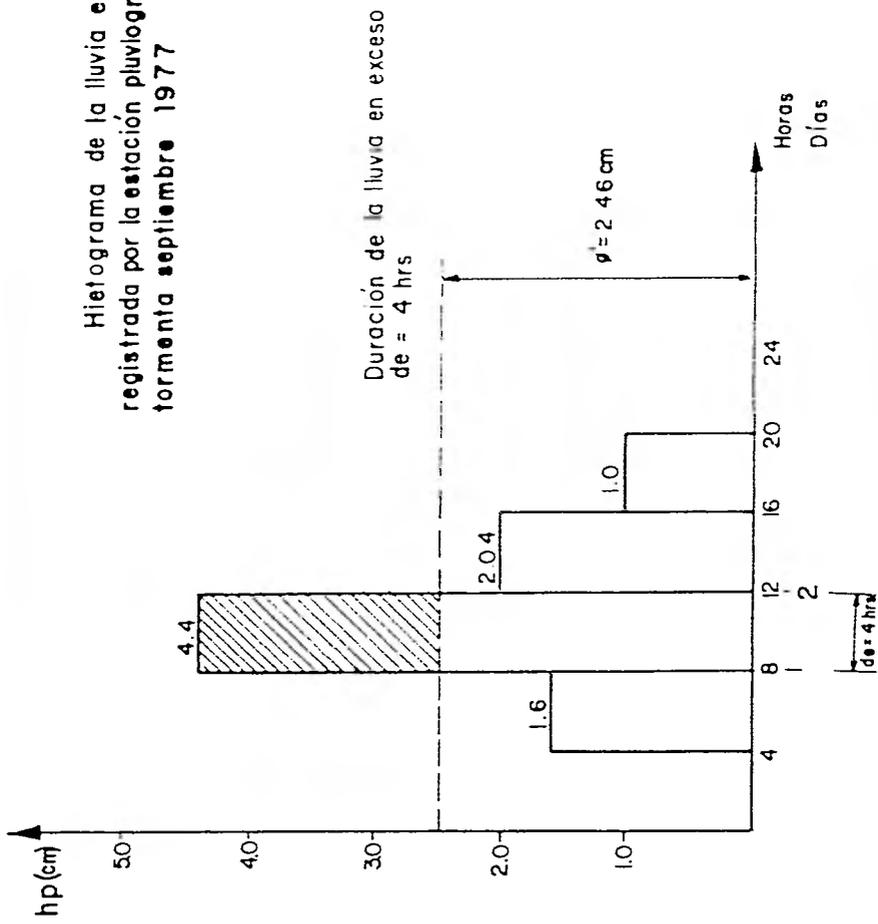


Fig. (7.3)

Histograma de la lluvia en exceso registrada por la estación pluviográfica Uruapan tormenta septiembre 1977

Fig.(7.4)



Hidrograma Unitario para la cuenca del río
La Parota, producido por una lluvia en ex-
ceso de 8 horas de duración, tormenta 1975

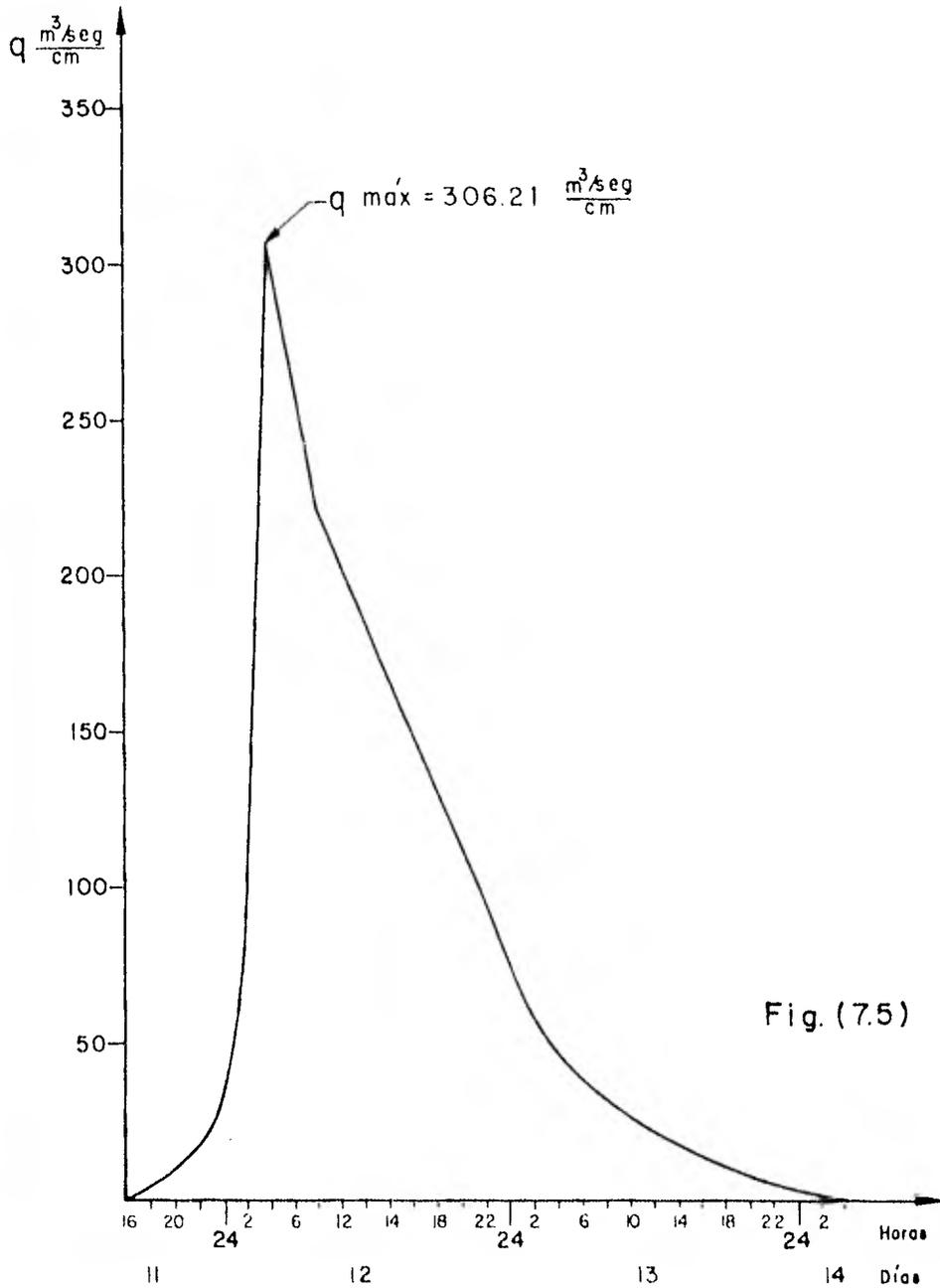


Fig. (7.5)

H.U. obtenido a partir de la tormenta de
septiembre de 1977, $d_e = 4$ hr.

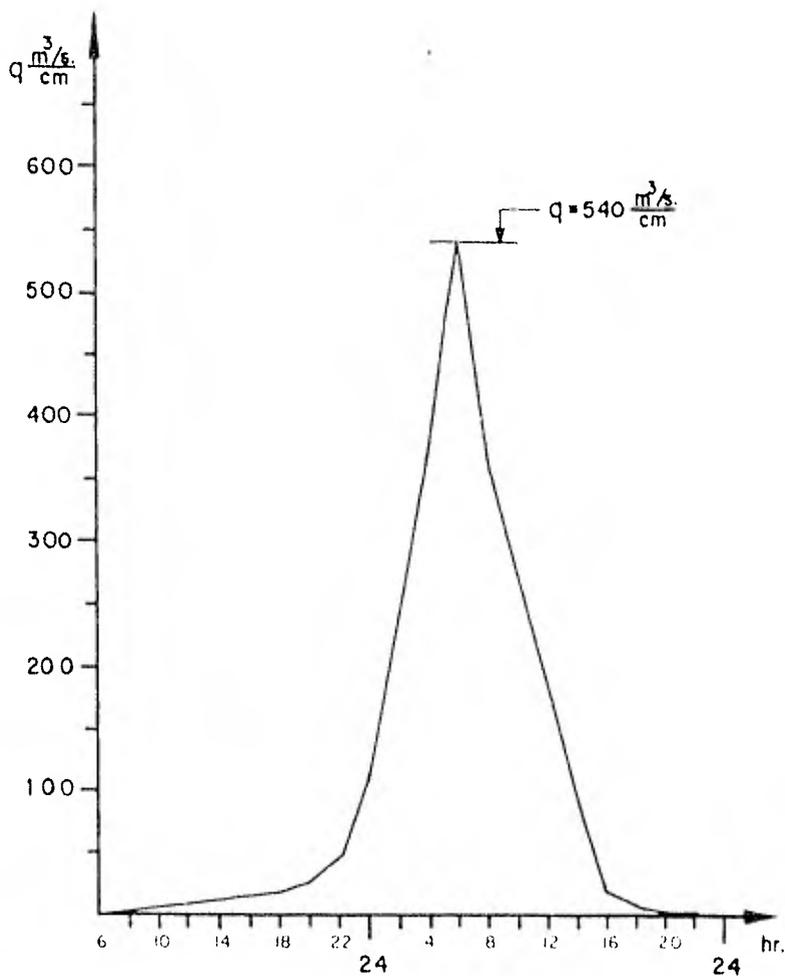


Fig.(7.6)

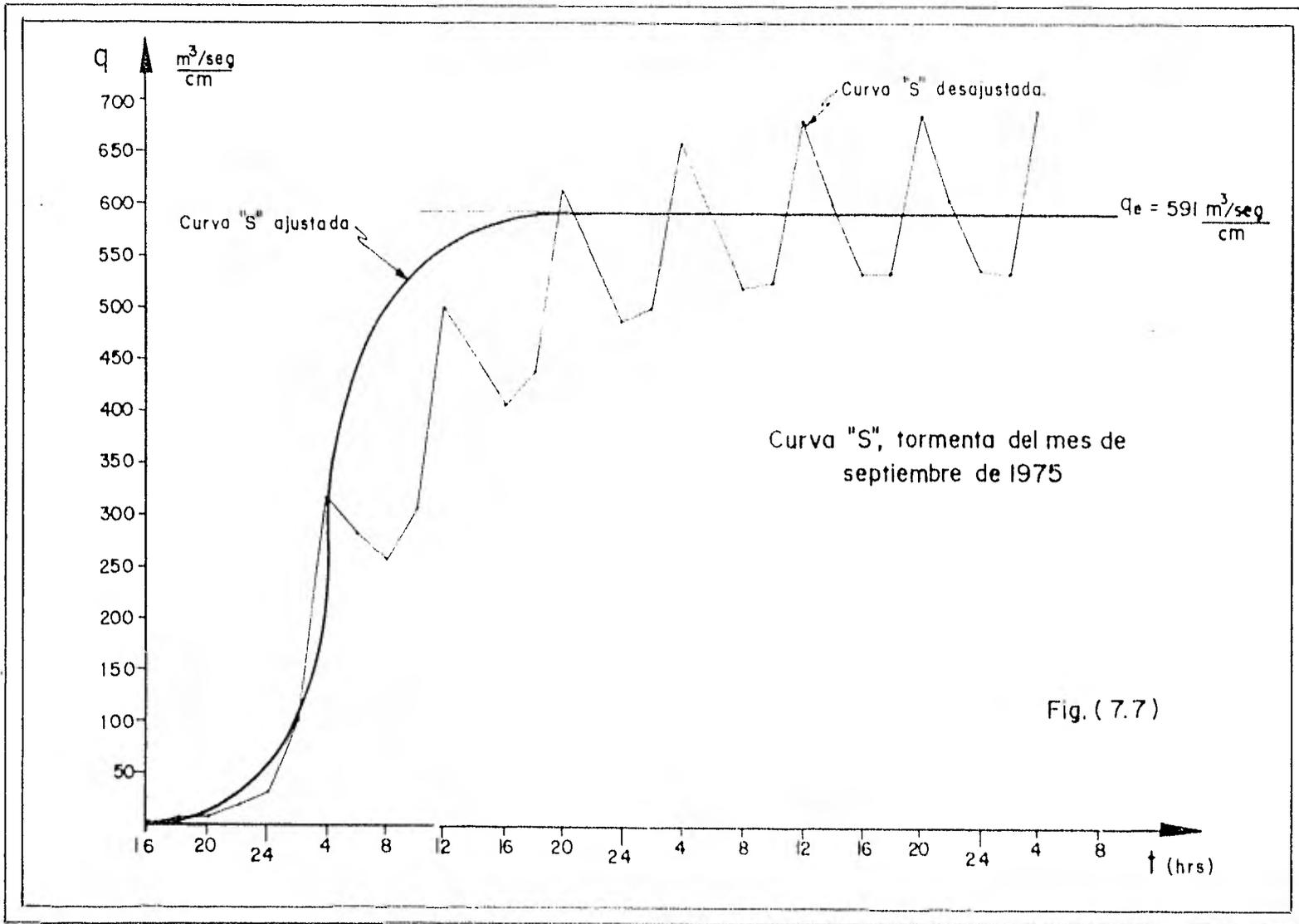
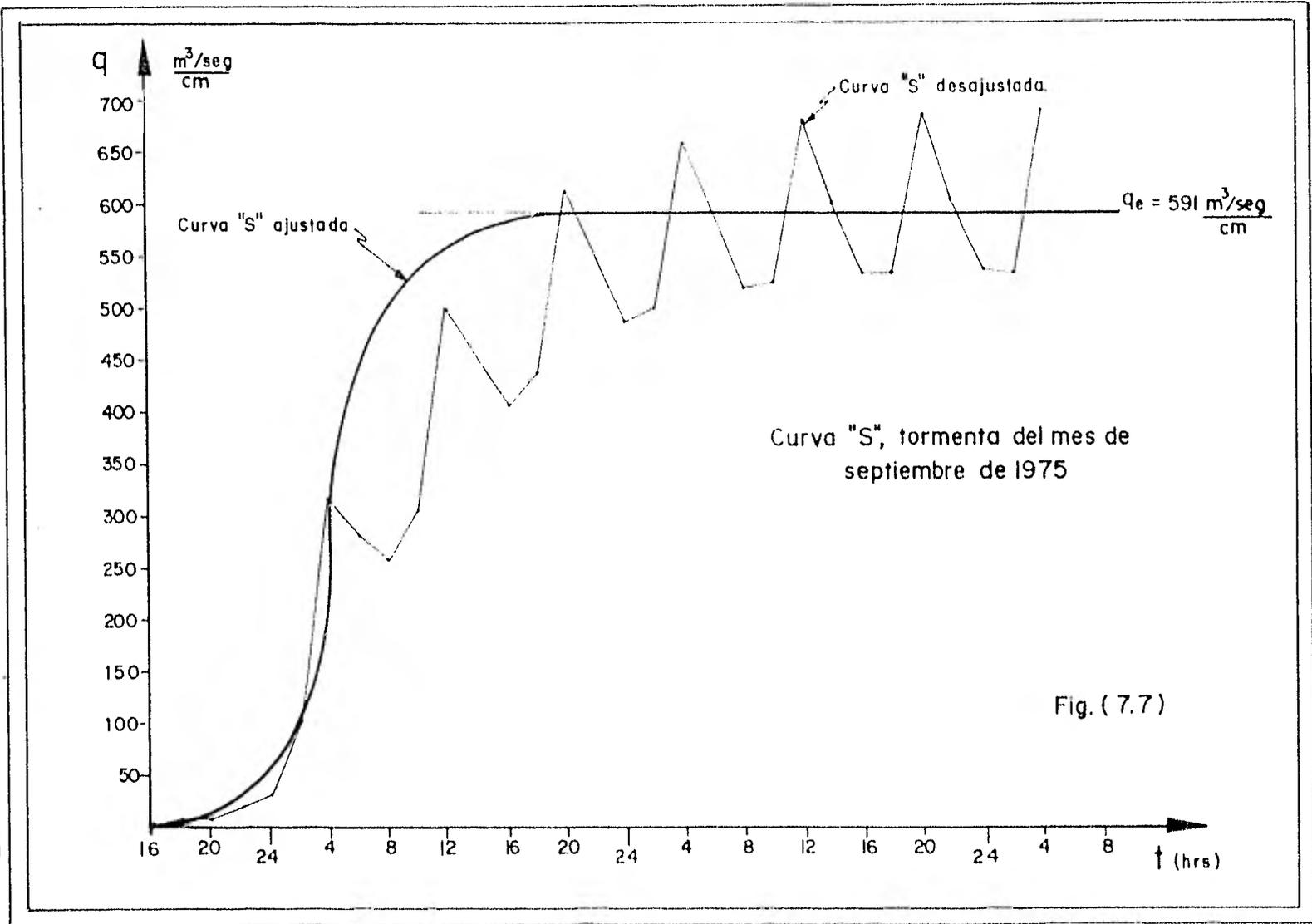


Fig. (7.7)



Curva "S", tormenta del mes de septiembre de 1975

Fig. (7.7)

H.U. obtenido a partir de la curva "S",
tormenta de septiembre de 1975,
de = 4 hr.

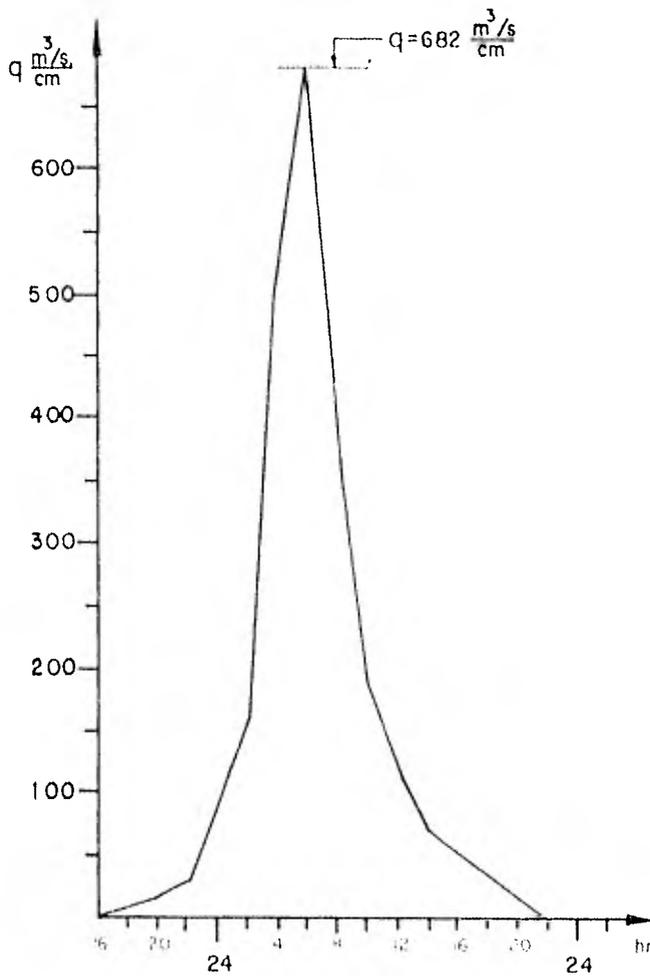


Fig.(7.8)

Obtención del Hidrograma Unitario medio
para la cuenca del río La Parota, asociado
a una duración de 4 horas de la lluvia en exceso.

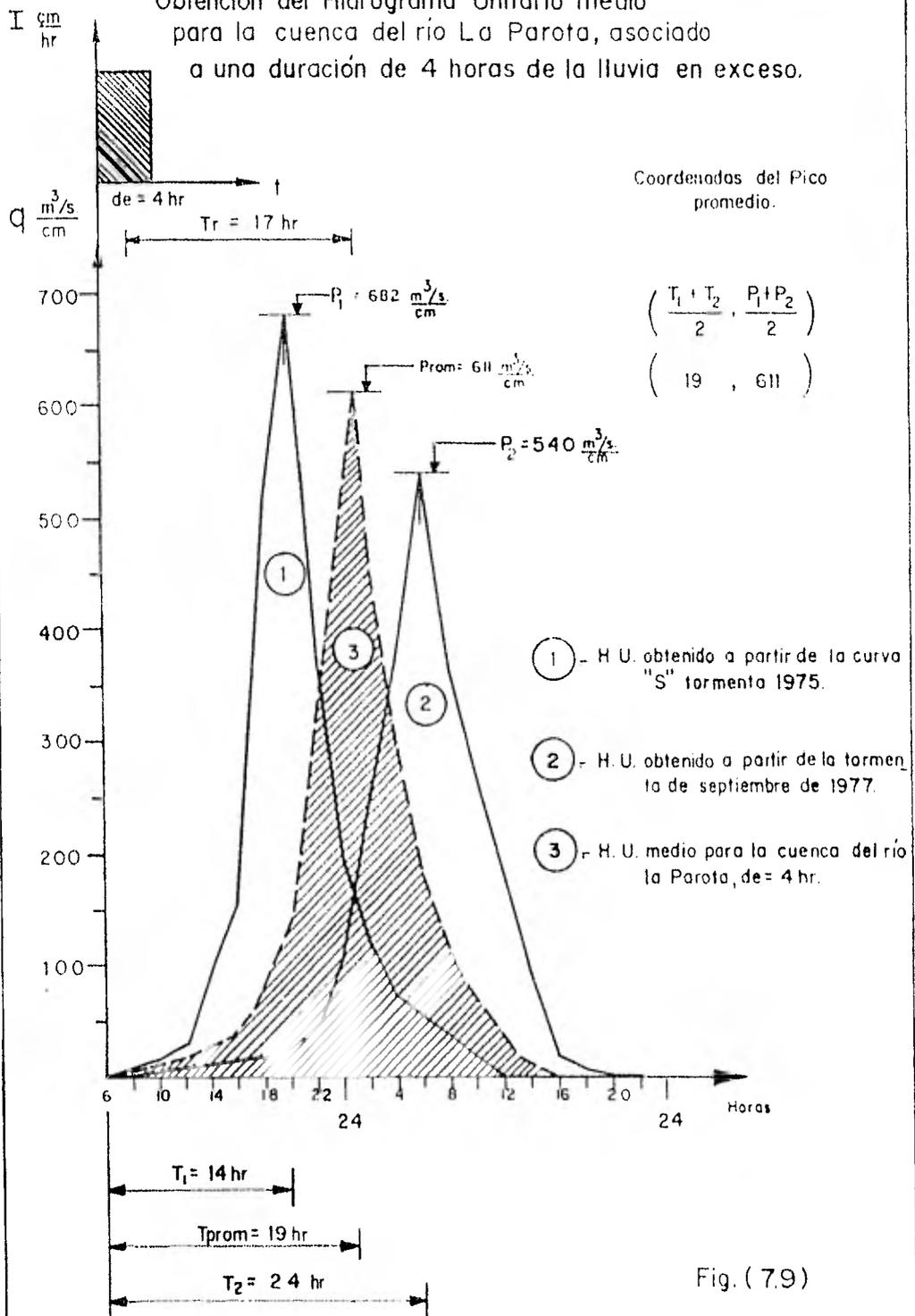


Fig. (7.9)

H. U. Sintético obtenido para la cuenca
del Alto Tacámbaro $d_e = 4$ hr.

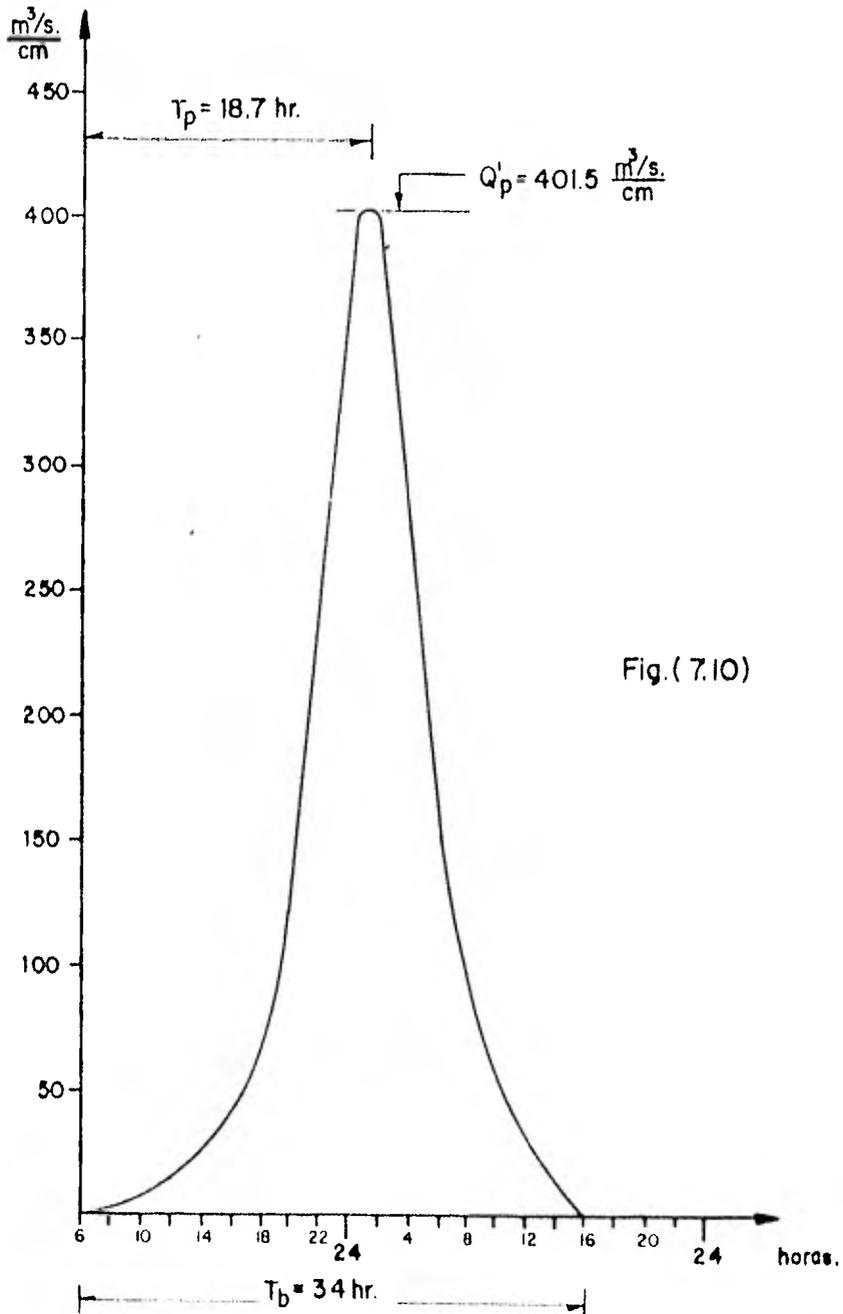
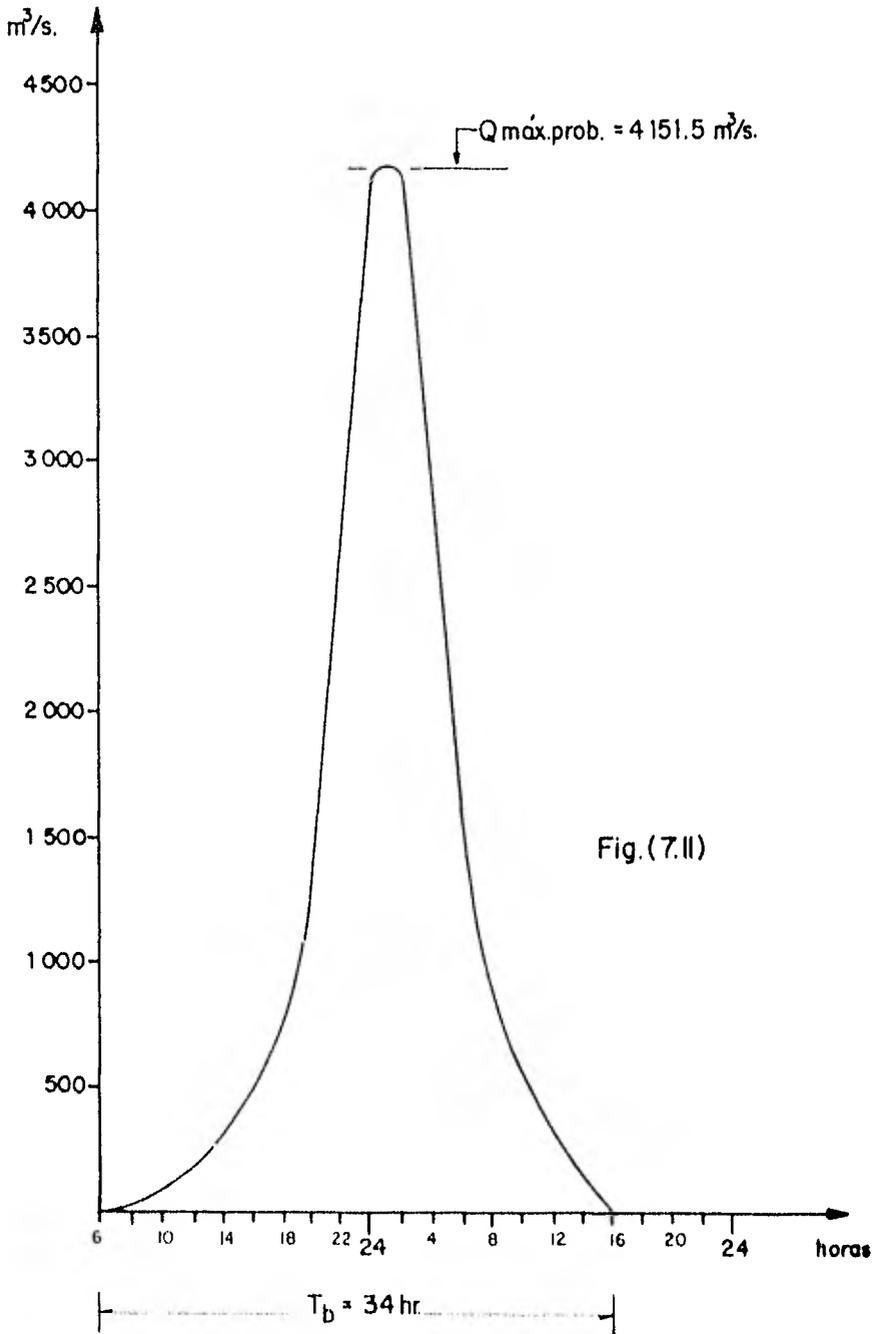


Fig. (7.10)

Hidrograma de la Avenida Máxima Probable
Cuenca del Alto Tacámbaro.



VIII)) CONCLUSIONES

El método del Hidrograma Unitario es una importante herramienta para la predicción de avenidas y proporciona la variación del caudal con respecto al tiempo a diferencia de otros métodos de cálculo que sólo proporcionan el gasto máximo.

Aún cuando una de las limitaciones más importantes en la utilización del Hidrograma Unitario radica en la falta de información hidrométrica en la propia cuenca, ésta puede substituirse por la información existente en las cuencas vecinas y transportarla a la zona de estudio. La aplicación de otros métodos de estimación, es recomendable en la práctica, para la comparación de los resultados obtenidos.

Se aplicó el método del Hidrograma Unitario a la cuenca del Alto Tacámbaro y el resultado de la avenida máxima probable obtenido con este método, se comparó con la que se obtuvo por otros dos métodos como se muestra a continuación:

- Método del Hidrograma Unitario Sintético (H.U.S.):

$$Q_{\text{máx prob}} = 4\ 151.5 \text{ m}^3/\text{s}$$

- Método de la Fórmula Racional:

$$Q_{\text{máx prob}} = 3\ 671.2 \text{ m}^3/\text{s}$$

- Método de Chow:

$$Q_{\text{máx prob}} = 4\ 692.5 \text{ m}^3/\text{s}$$

Los resultados demuestran que el obtenido con el método del H.U.S. es bastante aceptable comparado con los otros dos, pero, se debe hacer la aclaración de que los métodos de Chow y de la Fórmula Racional fueron desarrollados para utilizarse en cuencas menores de 250 km^2 y en este caso se aplicaron a una cuenca cuya área es aproximadamente de $1\ 100 \text{ km}^2$, por lo cual sus resultados sólo se utilizaron como un término de comparación con respecto al resultado obtenido aplicando el método del H.U.S.; el cual es recomendable en cuencas cuya área de escurrimiento sea mayor de $2\ 000 \text{ km}^2$ y menor que $5\ 000 \text{ km}^2$.

Es necesario conocer en donde se puede aplicar el método del H.U. asociado a un evento máximo probable, pues, el aplicarlo en obras que no lo requieran, sería la causa de una gran pérdida de recursos humanos, materiales y económicos para el país.

De acuerdo a lo anterior es recomendable hacer un análisis del tipo de obra o proyecto que se desea revisar o analizar con este tipo de métodos.

La avenida máxima probable se puede considerar como el límite superior máximo que puede tener la avenida máxima de diseño o avenida máxima extraordinaria.

La avenida máxima extraordinaria o de diseño puede ser calculada a partir de las curvas Intensidad - Duración - Período de retorno (I-D- T_r).

Dentro de los registros de precipitación, las que tienen mayor extensión y densidad en México, son las de lluvia máxima en 24 horas, ya que según datos hasta 1970 (Ref. 11) se tienen 2 688 estaciones pluviométricas y 345 pluviógrafos, lo que da origen a una red amplia de información de lluvias máximas en 24 horas, pues sólo el 13% de las estaciones climatológicas cuentan con pluviógrafo.

Las pequeñas cuencas, cuyo límite superior se ubica próximo a los 250 km^2 muy raramente contarán con información hidrométrica, ya que en México la mayoría de este tipo de estaciones tienen áreas drenadas de varios cientos o miles de kilómetros. Por lo anterior, la estimación hidrológica de avenidas máximas que genera una cuenca del tipo mencionado, se debe basar en un análisis de la información disponible sobre precipitaciones máximas de la zona y en las características físicas de tal cuenca.

Para la estimación de la PMP el método de David M. Hershfield tiene ventajas como son: toma en cuenta los registros de la región en estudio, permite ha

cer la relación entre los parámetros estadísticos y lo que es más importante, su fácil aplicación. En lo que se refiere a las desventajas se puede citar: que toma muy en cuenta las particularidades del punto de registro y tormentas particulares. Los resultados de la PMP aplicando este criterio son aceptados sin gran dificultad cuando se aplican a cuencas pequeñas y duraciones de lluvia cortas. Los resultados obtenidos dependen generalmente de la longitud y naturaleza de los registros utilizados.

El resultado de la avenida máxima probable utilizando el H.U.S. y la curva envolvente de precipitación máxima probable (PMP), en la cuenca del Alto Tacámbaro, se comparó también con el resultado de la avenida máxima extraordinaria que se obtuvo al emplear las curvas I-D-T_r, obtenidas a partir de la información registrada por la estación Villa Madero. El resultado de aplicar las curvas I-D-T_r y el H.U.S. para una duración de 4 horas y un período de retorno de 10 000 años, fue el siguiente:

$$Q_{\text{máx. ext.}} = 3\,590.6 \text{ m}^3/\text{s}$$

Este último resultado es menor que el obtenido en la avenida máxima probable, como era de esperarse.

Con el resultado de la avenida máxima extraordinaria para una presa se puede realizar el tránsito de la avenida y a la vez este último permite revisar:

- Nivel máximo de embalse (NAME) para el dimensionamiento de la altura de la cortina.
- El gasto máximo de descarga por el vertedor
- La carga máxima sobre la cresta vertedora.

Se concluye pues, que el método del H.U., es aplicable tanto a cuencas pequeñas como a cuencas grandes, teniendo como principales limitantes la falta de información hidrométrica y el de registros pluviográficos, por lo que se recomienda en este trabajo a las dependencias correspondientes incrementar el número de estaciones hidrométricas y estaciones climatológicas con pluviógrafo en la región del Alto Tacámbaro.

REFERENCIAS

- 1.- "Design of Small Dams", United States Department of the Interior. Bureau of Reclamation, 1960.
- 2.- Ven Te Chow "Hand book of Applied Hydrology". Mc Graw - Hill, Inc. (1964).
- 3.- R. K. Linsley, M.A. Kohler, y J.L. Paulhus, "Hidrología para Ingenieros", Mc Graw - Hill, C.
- 4.- G. Remenieras, "Hidrología Aplicada", Segunda edición 1974, Edit. Asociados, Barcelona, España.
- 5.- R. K. Linsley, J.B. Franzini, "Ingeniería de los Recursos Hidráulicos" Edit. C.E.C.S.A., Décima impresión, 1979.
- 6.- Willson E.M., "Engineering Hydrology", Mc. Millan, Hong Kong. 1974.
- 7.- Viessman, W., Harbaugh, T. Knapp, J, "Introduction to Hydrology" Intext Educational Publishers, New York, 1972.
- 8.- Raul Arriola Juarez "Modelo del Hidrograma Instantáneo. Aplicación a La Cuenca del Papaloapan", Tesis profesional, México, D. F., 1975.
- 9.- Carlos A. Buerba, "Curso de Hidrología Superficial", Universidad de Illinois U.S.A. , 1979.
- 10.- División de Estudios Superiores, Facultad de Ingeniería. "Curso de Hidrología Superficial", México, D. F., 1980.
- 11.- Daniel Francisco Campos Aranda "Manual para la estimación de Avenidas Máximas en Cuencas y Presas Pequeñas".
- 12.- "Proyecto de Zonas de Riego", Dirección de Proyectos de Irrigación, Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos.
- 13.- Domínguez Mora R., "Apuntes de Hidrometeorología", Instituto de Ingeniería, UNAM.
- 14.- David M. Hershfield "Estimating the Probable Maximum Precipitation" Journal of the Hydraulics Division, Proceedings of the American Society of Civil Engineers, 1962.

REFERENCIAS

- 15.- "Boletín de Tormentas Máximas Observadas y Probables en México en 24 Horas" Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos, Subsecretaría de Planeación, Dirección General de Estudios.
- 16.- Rolando Springall "Drenaje en Cuencas Pequeñas", Instituto de Ingeniería, UNAM.

SIMBOLOGIA

ESTACIONES HIDROMETRICAS

- Registro de escoba, afloras y limnógrafo
- Registro de escoba y afloras
- Estación suspendida
- Sedimentos

ESTACIONES CLIMATOLOGICAS

- Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos
- Comisión Federal de Electricidad
- Suspendidas

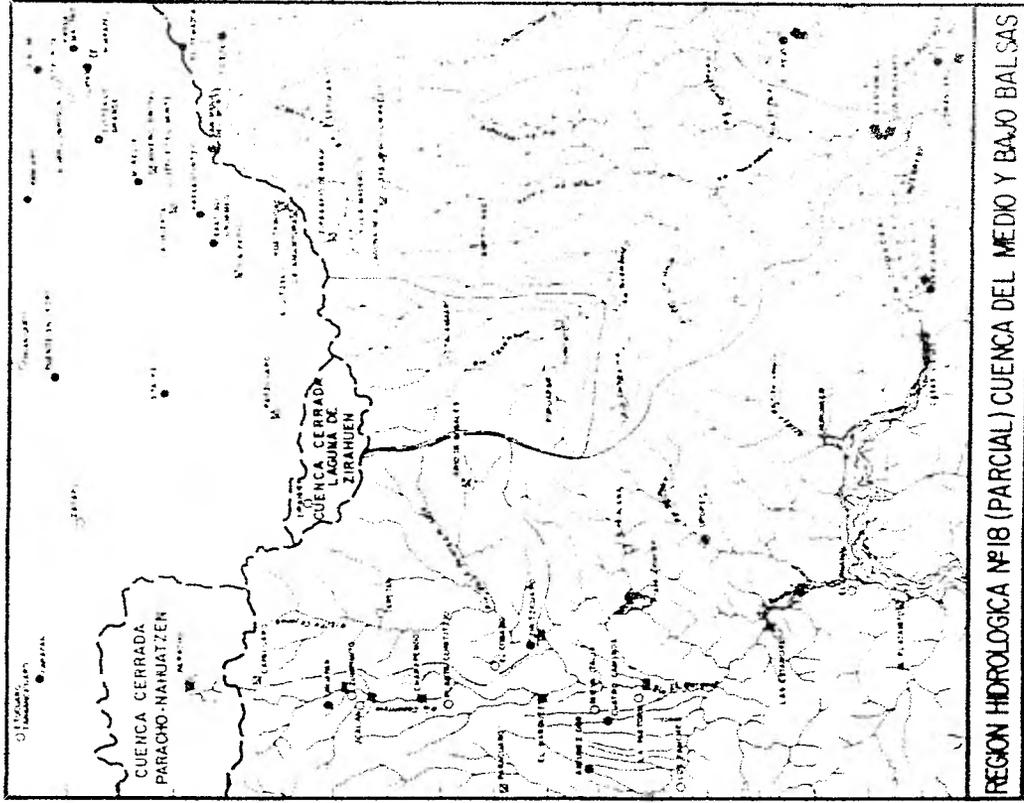
----- Cuenca del río Tacámbara

----- Cuenca del río La Parota

----- Cuenca del Alto Tacámbara

NOTA:

Este plan se formó con los datos del Boletín Hidrológico N° 49
 Tomo I, de la Secretaría de Agricultura y Recursos
 Hidráulicos



P L A N T A

U. N. A. M.

FACULTAD DE INGENIERIA

LOCALIZACION HIDROGRAFICA Y DE ESTACIONES
 HIDROMETRICAS Y CLIMATOLOGICAS

TESIS PROFESIONAL

TEODOLFO MARTINEZ TOLEDANO

MEXICO, D.F.