

117
28



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA

“AVENIDAS DE DISEÑO”

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:
INGENIERO CIVIL
P R E S E N T A :
VICTOR MANUEL OCEGUEDA HERRERA



MEXICO, D. F.

1987



UNAM – Dirección General de Bibliotecas Tesis Digitales Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS © PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

INDICE

INTRODUCCION

1. AVENIDAS DE DISEÑO PARA CUENCAS GRANDES	6
1.1. Métodos Empíricos	6
1.1.1. Fórmula Empírica de Creager	7
1.2. Métodos Estadísticos	9
1.2.1. Método de Gumbel	9
1.2.2. Método Doble Gumbel	13
1.2.3. Distribución de Probabilidad Normal	21
1.2.4. Distribución de Probabilidad Lognormal	24
1.2.5. Distribución de Probabilidad Gamma	27
1.2.6. Distribución de Probabilidad Exponencial	29
1.2.7. Método de Lebediev	31
1.3. Métodos de Relación Lluvia-Escurrimiento	33
1.3.1. Método del Hidrograma Unitario	33
1.3.2. Método del Hidrograma Unitario Instantáneo	36
2. AVENIDAS DE DISEÑO PARA CUENCAS PEQUEÑAS	41
2.1. Método de Chow	41
2.2. Método de I-Pai-Wu	50
2.3. Método del Soil Conservation Service (SCS)	60
3. AVENIDAS DE DISEÑO PARA CUENCAS URBANAS	63
3.1. Fórmula Racional	65
3.2. Método Gráfico Alemán	69
3.3. Road Research Laboratory Method (RRL)	73
3.4. Método de Clark Miller	81
3.5. Método del Hidrograma Unitario Triángular	85
3.6. Método de Izzard	87
4. EJEMPLOS DE APLICACION	92
I. Cálculos Preliminares	93
A. Curvas Intensidad-Duración-Periodo de Retorno	93
B. Método de Correlación Lineal Múltiple	93
4.1. Ejemplo del Método de Creager	97
4.2. Ejemplo del Método de Gumbel	98
4.3. Ejemplo del Método del Lebediev	104
4.4. Ejemplo del Método de Distribución de Probabilidad Normal	107

4.5.	Ejemplo del Método de Distribución de Probabilidad Lognormal	111
4.6.	Ejemplo del Método de Distribución de Probabilidad Gamma	115
4.7.	Ejemplo del Método de Distribución de Probabilidad Exponencial	119
4.8.	Ejemplo del Método del Hidrograma Unitario Tradicional	121
4.9.	Ejemplo del Método del Hidrograma Unitario Instantáneo	125
4.10.	Ejemplo del Método de Chow	127
4.11.	Ejemplo del Método de I-Pai-Wu	129
4.12.	Ejemplo del Método del Soil Conservation Service (SCS)	133
4.13.	Ejemplo del Método Racional	135
4.14.	Ejemplo del Método Gráfico Alemán	137
4.15.	Ejemplo del Método del Hidrograma Unitario Triangular	142
4.16.	Ejemplo del Método de Izzard	144
5.	CONCLUSIONES	146

BIBLIOGRAFIA

ANEXOS

Tablas y Figuras

INTRODUCCION

Uno de los objetivos más importantes de la Hidrología es la obtención de la avenida de diseño. La avenida de diseño es la que determina la capacidad, por ejemplo, de una obra de control: para seleccionarla se deben considerar por un lado, el costo de construcción de la obra y por otro, los daños que se producirían en caso de que fallara ésta.

Los problemas de control se presentan cuando ocurren crecientes de corta duración, cuyo volumen es pequeño en relación con el volumen anual aprovechable. A esto se debe que para las avenidas, en general, se interese más en protegerse de ellas o manejarlas, que en utilizarlas.

Generalmente, la consideración de los valores máximos ya sea de la precipitación, gasto, volumen, etc., junto con los análisis económicos, definen las especificaciones para dimensionar, por ejemplo, vertedores, bordos, claros de puentes, alcantarillas, etc.

Hasta hace algunos años, en México, las avenidas de diseño asociadas a los vertedores de las grandes presas se calculaban ya sea con métodos estadísticos, determinando el gasto máximo anual con un periodo de retorno de 10,000 años, o con las envolventes de gastos máximos mundiales, determinadas por Creager. Esta última se publica en los boletines hidrológicos de la Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos, junto con la envolvente propuesta por Lowry.

En años recientes, la construcción de grandes presas como el Infiernillo, Malpaso, La Angostura, Chicoasén, etc., y el hecho de que muchas de ellas están situadas en serie sobre el mismo río, (por ejemplo, sobre el río Grijalva se encuentra La Angostura, Chicoasén, Malpaso y Peñitas) ha llevado a un procedimiento en el cual se maximizan primero las tormentas, para después, mediante un modelo que relacione la lluvia con el escurrimiento superficial, obtener la avenida de diseño.

La finalidad de este trabajo es presentar diferentes métodos para determinar la avenida de diseño en cuencas grandes, pequeñas y urbanas.

Para ello se ha dividido este escrito en los siguientes capítulos:

En el CAP. 1, se describen varios de los métodos más utilizados para determinar la avenida de diseño en cuencas grandes.

Los métodos que se describen se dividen en:

- a) Empíricos.- En general los métodos que corresponden a este grupo, dan resultados toscos. En ellos se intenta cuantificar la contribución de las características físicas de la cuenca al proceso lluvia-escurrimiento. Los métodos de este grupo, en general, utilizan una fórmula del siguiente tipo: $Q = f(A, L, S, P, \text{etc})$ donde Q es el gasto máximo, A el área de la cuenca, L la longitud del cauce principal, S pendiente del cauce principal, P precipitación, etc.

A pesar de que los valores que proporcionan son en ocasiones demasiado grandes, en algunos casos, sobre todo en problemas de diseño, se utilizan debido a que por falta de información no pueden emplearse métodos más elaborados; dentro de estos métodos el de las envolventes de Creager es el más usado.

- b) Estadísticos.- Todos los métodos estadísticos se basan en considerar que el gasto máximo anual es una variable aleatoria que se ajusta a una cierta función de distribución de probabilidad. En general, se cuenta con pocos años de registro, por lo cual, la curva de distribución de los gastos máximos se tiene que prolongar en su extremo, si se quiere inferir un gasto mayor a los registrados.

Existen diferentes tipos de distribución entre ellos se tiene la de Gumbel, la Normal, la Lognormal, la Gamma, la Exponencial, y la Doble Gumbel, también entre estos tipos de distribución de probabilidades tenemos la de Nash y Lebediev.

- c) De relación Lluvia-Escorrimento.- Este método es el más adecuado cuando se dispone de información simultánea de registro de lluvia y escurrimiento. Y permite encontrar una función de transformación entre lluvias y escurrimientos llamada "Hidrograma Unitario".

La forma más común para determinar las avenidas máximas con el método de relación lluvia-escorrimento, es a través del Hidrograma Unitario tradicional (H.U.), o el Hidrograma Unitario Instantáneo (H.U.I), que son los que se verán en este capítulo.

Para el cálculo de las avenidas máximas en cuencas pequeñas en el CAP. 2 se presentan los siguientes métodos.

Método de Chow.- Con el podemos determinar el gasto máximo que se presenta en la cuenca pequeña asociado a un periodo de retorno.

Método de I-Pai-Wu.- El cual además de calcular el gasto máximo, también se puede determinar su hidrograma correspondiente.

Método del (SCS) Soil Conservation Service.- El USECS propuso este criterio para determinar el gasto máximo de un río. Este método es gráfico y fue desarrollado para cuencas pequeñas homogéneas.

En el CAP. 3 se presentan diferentes criterios para el cálculo de avenidas en cuencas urbanas. Primero se mencionan los Modelos Empíricos, los cuales utilizan una relación lluvia-escorrentía. Así por ejemplo tenemos el

Método Racional.- Cuyo origen es desconocido. Algunos investigadores consideran que esta fórmula aparece en el trabajo realizado por Malvareg en 1851 (ref 10). Es de los más antiguos y aparece en Estados Unidos en 1889. Desde entonces se ha convertido en el método más ampliamente utilizado para diseñar sistemas de drenaje en pequeñas áreas urbanas y en alcantarillas y cunetas de carreteras.

Método Gráfico Alemán.- Este método nos permite determinar gráficamente el gasto máximo, está basado en la fórmula racional. ($Q = C i A$) con la diferencia de que la intensidad i se considera constante.

Este último método fue de los primeros que se desarrollaron para calcular avenidas de diseño en subcolectores y colectores; también se puede emplear para atarjeas pero resulta muy laborioso.

Dentro de los métodos que utilizan también la relación lluvia-escorrentamiento se presentan el Método del Hidrograma Unitario Triangular y Método de Clark-Miller.

Para finalizar este capítulo se describen los métodos del (RRL) Road Research Laboratory y Método de Izzard. En 1946 Izzard da nuevas ideas para conocer las características hidráulicas del flujo sobre superficies pavimentadas.

Este último método es empírico y se utiliza en superficies con pendientes mayores a 0.04 y para flujo laminar.

En el CAP. 4, se incluyen los ejemplos de cada uno de los métodos descritos en los capítulos anteriores. Estos ejemplos en su gran mayoría se realizaron con datos y cuencas de la República Mexicana.

En el CAP. 5, finalmente se mencionan los criterios de aplicación de los métodos expuestos en este trabajo, así como desventajas y ventajas en su aplicación.

1.- AVENIDA DE DISEÑO PARA CUENCAS GRANDES

Las características físicas de una cuenca constituyen elementos que tienen gran importancia en el comportamiento hidrológico de la misma.

No necesariamente se analiza con el mismo criterio una cuenca pequeña que una grande. Para una cuenca pequeña, la forma y cantidad del escurrimiento están influidas principalmente por las condiciones físicas del suelo; por lo tanto, el estudio hidrológico debe enfocarse con más atención a la cuenca misma. Para una cuenca grande el efecto de almacenaje es muy importante, por lo cual deberá dársele también atención a las características de esta. A continuación se describen los diferentes criterios que existen para calcular la avenida de diseño para este último tipo de cuenca.

1.1.- METODOS EMPIRICOS

La mayoría de los modelos empíricos que se han desarrollado para relacionar la precipitación y el escurrimiento se basa en los datos particulares de alguna región, por lo que su aplicación muchas veces se restringe a ella; sin embargo son de utilidad cuando no se tiene información de gastos y sólo se conocen características físicas promedio de la cuenca.

Existe una gran variedad de métodos empíricos y, aunque en general se puede decir que la mayor parte de ellos sólo requiere del conocimiento del área de la cuenca y de un coeficiente de escurrimiento, pueden conducir a errores muy grandes y sólo proporcionar el gasto máximo de pico. Se recomienda usarlos sólo

cuando no sea posible utilizar algunos de los métodos que se describirán posteriormente. Uno de los más conocidos dentro de esta clasificación, es el llamado "Método de envolventes de Creager".

1.1.1.- FORMULA EMPIRICA DE CREAGER

Creager obtuvo datos sobre avenidas máximas registradas en diferentes cuencas del mundo y formó una gráfica como la mostrada en la fig. 1.1 en la que relacionó el área de cada cuenca A, con el gasto por unidad de área q. A los datos les dibujó una envolvente, cuya ecuación está dada por:

$$q = 1.303 (C (0.386 A)^{\alpha}) A^{-1} \quad (1.1)$$

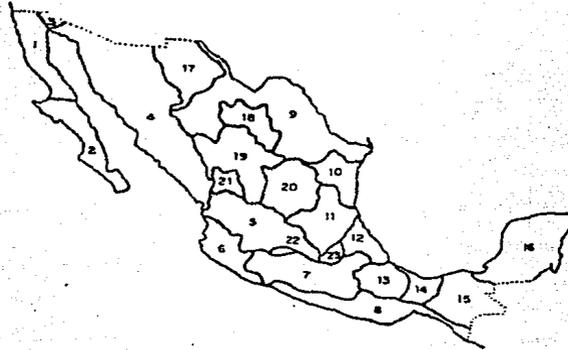
donde:

$$\alpha = \frac{0.936}{A}$$

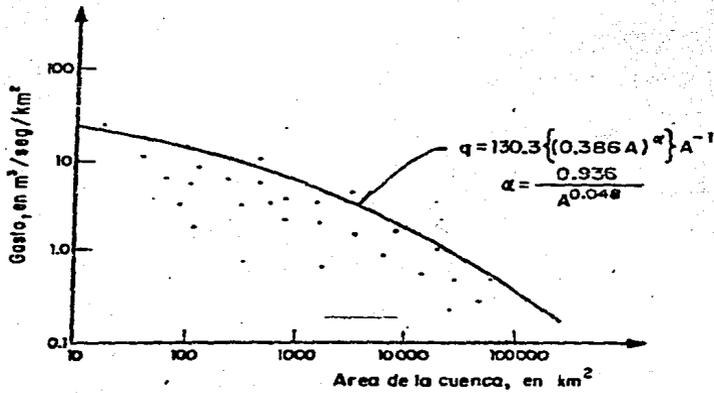
A área de la cuenca, en Km²

q gasto máximo por unidad de área de la cuenca, en m³/seg/Km²

Creager encontró que C es igual a 100 para la envolvente de los datos con los que trabajó, a la cual se le conoce como valor de la envolvente mundial. La Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos calculó el valor de C para envolventes regionales en la República Mexicana. Los valores correspondientes para las regiones indicadas en la fig. 1.1-a., se muestran en la tabla 4.7. Posteriormente la misma Secretaría modificó la división de regiones hidrológicas y así, en los boletines que publica periódicamente se presentan los valores de C para cada una de ellas.



a) Regionalización de la República Mexicana



b) Envoltente mundial

FIG. 1.1 Método de Creager

1.2.- METODOS ESTADISTICOS

Para aplicar cualquier método estadístico se requiere conocer los gastos máximos anuales. A mayor cantidad de datos se tiene mejor aproximación en la predicción. Permiten conocer el gasto máximo de pico asociado a un periodo de retorno considerado.

Los métodos estadísticos se basan en ajustar una función de distribución de probabilidades a los gastos máximos registrados en el pasado para, conocidos los parámetros de la función, extrapolar, y con ello determinar el gasto que corresponda a una probabilidad deseada.

1.2.1.- METODO DE GUMBEL

Dentro de estos métodos, el de Gumbel es el de uso más frecuente en México: en él se parte de la hipótesis de que los valores de los gastos máximos anuales pueden representarse estadísticamente con una función de distribución de probabilidades de la siguiente forma:

$$F(q) = \exp(-\exp((q-a)/c)) \quad (1.2)$$

donde

q variable aleatoria que representa a los gastos máximos anuales

$F(q)$ función de distribución de probabilidades de los gastos máximos anuales (función Gumbel)

a, c parámetros de la función. Se estiman a partir de los gastos máximos anuales registrados

\exp base de los logaritmos naturales

La gráfica de la función Gumbel se representa en la fig. 1.2

Esta función de distribución se utiliza para determinar la probabilidad de que se presenten grandes avenidas, debido a que se ha demostrado teóricamente que se ajusta a los valores máximos.

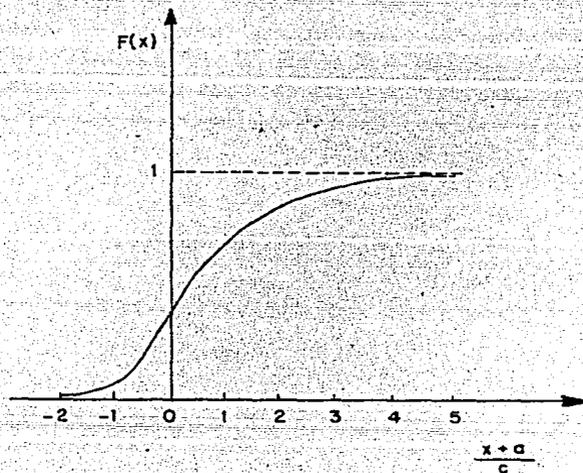


FIG. 1.2 FUNCION DE DISTRIBUCION GUMBEL

Los parámetros estadísticos de esta función, ref 10, están dadas por:

$$\text{Media } \mu = 0.577 c - a \quad (1.3)$$

$$\text{Variancia } \sigma^2 = \left(\frac{\pi}{6}\right) c^2 \quad (1.4)$$

Las principales hipótesis en las que se basó la derivación de la función de distribución de Gumbel, y sus implicaciones al utilizarse en la determinación de los gastos máximos anuales se comprenden mejor si se considera el siguiente experimento.

Sean X_i los valores de una variable aleatoria continua con función de densidad de probabilidad no acotada y cuya rama descendente tiene forma exponencial, fig- 1-2-a.

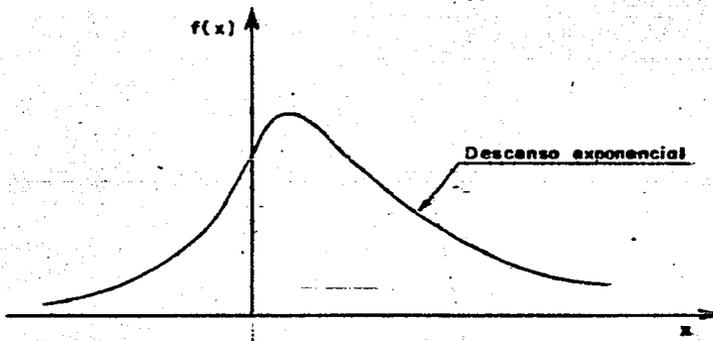


FIG. 1-2-a FUNCION DE DENSIDAD DE PROBABILIDAD NO ACOTADA

Tómense aleatoriamente muestras de n elementos y escojase al valor máximo de cada muestra. El valor escojido se designará como y_i . Si el tamaño de las muestras es suficientemente grande, esto es, si n tiende a infinito, la nueva variable aleatoria y_i tendrá una función de distribución del tipo Gumbel ec 1-2.

Los parámetros a y c que definen a la distribución pueden estimarse de diversas maneras de acuerdo con la norma con la que se midan los errores. Las ecs 1-3 y 1-4 fueron obtenidas utilizando el criterio de mínimos cuadrados aplicado a la función Gumbel linealizada (es decir, después de que se obtuvo el logaritmo natural del logaritmo natural del inverso de la función de distribución). A este procedimiento se le conoce con el nombre de Método de Nash, que se presentará más adelante. Pero debe recalcar que existen otros procedimientos, por ejemplo, el de momentos ref 12, para estimar los parámetros a y c de la función Gumbel.

La popularidad del método de Gumbel se debe probablemente al parecido del experimento anterior con la forma en que se seleccionan los valores de gastos máximos anuales. Sin embargo, antes de realizar un proceso de ajuste, se hace una gráfica de los gastos máximos contra su periodo de retorno estimado T_r . Dicha gráfica puede mostrar en algunos casos que la función de distribución real no sea del tipo Gumbel.

Al tomar dos veces logaritmos naturales en la ec 1-2, se tendrá que:

$$\ln \ln \left(\frac{1}{F(q)} \right) = (q-a)/c$$

o bien

$$\ln \ln T / (T-1) = (q-a)/c \quad (1.5)$$

En base a lo anterior, la ec. 1.5 se puede escribir de la siguiente manera:

$$q = a + c \ln \ln \frac{T}{T-1} \quad (1.5.a)$$

Enseguida se describe el procedimiento para el ajuste por mínimos cuadrados de la función 1.5.a conocido como método de Nash.

1.- Los picos máximos de n años sucesivos de muestra se ordenan de mayor a menor y se les designa con la letra q_i ; también se les asigna un valor r_i , que corresponde al número de orden del arreglo descrito.

2.- Se estima para cada gasto un periodo de retorno definido por $T = n+1/r_i$ v. sucesivamente se calcula, para cada gasto, el cociente $T/T-1$, y el logaritmo natural del logaritmo natural de dicho cociente, el cual se designa como $X_i = \ln \ln (T/T-1)$.

3.- Para cada gasto se calculan los cuadrados de q_i , X_i y el producto de $X_i q_i$.

4.- Se hace la suma de los valores q_i^2 , X_i^2 , y $X_i q_i$ desde $r = 1$ hasta $r = n$

$$5.- \text{ Se calculan las medias } \bar{q} = \frac{\sum q_i}{n} \quad \text{y} \quad \bar{X} = \frac{\sum X_i}{n}$$

6.- Se determinan las constantes

$$c = \frac{\sum_{i=1}^n (X_i - q_i) - n \bar{X} - q}{\sum_{i=1}^n X_i^2 - n \bar{X}^2}$$

$$a = q - c X$$

7.- El gasto correspondiente a cualquier periodo de retorno T_r , en años, se determina con la siguiente expresión:

$$q_r(T_r) = a + c \ln \ln T_r / (T_r - 1) \quad (1.6)$$

donde

$q_r(T_r)$ es el gasto con periodo de retorno T_r .

INTERVALO DE CONFIANZA

Aún cuando la determinación del intervalo de confianza permite definir probabilísticamente el intervalo de valores entre los que puede estar comprendida la función de distribución real; esto sólo es cierto cuando se cumplen estrictamente hipótesis imposibles de valuar en la práctica, por ello, en cualquier problema de estimación de gastos máximos por un método estadístico debe dibujarse una gráfica mostrando los valores máximos anuales registrados y la función de distribución ajustada (dicha gráfica, que se hace en papel Gumbel, puede también ser muy útil para detectar errores numéricos en el proceso de cálculo).

La ec 1.6 representa una estimación de la distribución de

gastos máximos (que se supone tiene distribución Gumbel) a partir de los datos de una muestra. La función de distribución real de la población, puede ser diferente de la estimada con el procedimiento descrito. Los límites entre los que, con una probabilidad dada α , puede variar la función de distribución real se denominan intervalos de confianza y se determinan mediante los siguientes pasos:

1.- Se determina la variancia del error como:

$$s_e^2 = \frac{\left(\sum_{i=1}^n X_i^2 - n \bar{X}^2 \right) \left(\sum_{i=1}^n q_i^2 - n \bar{q}^2 \right) - \left(\sum_{i=1}^n X_i q_i - n \bar{X} \bar{q} \right)^2}{(n-2) \left(\sum_{i=1}^n X_i^2 - n \bar{X}^2 \right)} \quad (1.7)$$

2.- Se determina la amplitud del intervalo de confianza como:

$$\Delta q_i = \pm t_{\alpha/2} s_e \sqrt{1 + \frac{(X_0 - \bar{X})^2}{\left(\sum_{i=1}^n X_i^2 - n \bar{X}^2 \right)}}$$

donde

Δq_i amplitud del intervalo de confianza

α probabilidad de que $q(T_r)$ se salga del intervalo de confianza

$t_{\alpha/2}$ se obtiene de la tabla 4-11 con $\nu = n-2$ grados de libertad

$X_0 = \ln \ln T_r / (T_r - 1)$

T_r periodo de retorno para el que se desea conocer $q(T_r)$

En el CAP. 4 se muestra un ejemplo de todo el procedimiento.

Como ya se mencionó anteriormente, si el tamaño de las

muestras es muy grande, esto es, si n tiende a infinito. la ec 1.2 es valida para determinar los gastos máximos anuales de la muestra infinita. Sin embargo, esto último no se cumple rigurosamente y por ello, el mismo Gumbel propuso unas ecuaciones que sustituyen a la ec 1.2 cuando la muestra n es de tamaño finito, estas ecs son las siguientes:

El gasto máximo para un periodo de retorno se determina con la ecuación:

$$Q_{\max} = Q_m - \frac{\sigma_Q}{Q_m} \left(\bar{Y}_n - \log \frac{T}{e^r} \right) \quad (1.9)$$

donde

$$\sigma_Q = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n Q_i^2 - n \bar{Q}^2}{n-1}} \quad (1.10)$$

siendo

- n número de años de la muestra
- Q_i gastos máximos anuales registrados, en m^3/seg
- $\bar{Q}_m = \frac{\sum_{i=1}^n Q_i}{n}$ gasto medio, en m^3/seg
- Q_{\max} gasto máximo para un periodo de retorno determinado, en m^3/seg
- T_r periodo de retorno (ec 1.11)
- $\sigma_n; Y_n$ constantes función de n , tabla 4.9
- σ_Q desviación estándar de los gastos máximos anuales

El método de Gumbel considera en forma aproximada que el periodo de retorno es: $T_r = N/P$ (1.11)

donde N es el número de años de vida útil de la obra y P es la probabilidad de que ocurra una avenida igual o mayor que la obtenida para ese periodo de retorno. Esta ecuación permite ver directamente el riesgo que se corre al escoger determinado periodo de retorno.

Para calcular el intervalo de confianza, o sea, aquel dentro del cual puede variar $Q_{máx}$ dependiendo del registro disponible, se hace lo siguiente:

Si $\beta = 1 - (1/Tr)$ varía entre 0.20 y 0.80, el intervalo de confianza se calcula con la fórmula:

$$\Delta Q = \pm \sqrt{n} \alpha \sigma_m \frac{Q}{\sigma_n \sqrt{n}} \quad (1-12)$$

donde

n	número de años de registro, o de la muestra
$\sqrt{n} \alpha \sigma$	constante función de β , tabla 4.10
σ_m	constante función de n , tabla 4.9
σ_n	desviación estándar de los gastos, ec 1.10

Si β es mayor de 0.90, el intervalo se calcula como:

$$\Delta Q = \pm 1.14 \frac{\sigma_Q}{\sigma_n} \quad (1-12 a)$$

La zona de β comprendida entre 0.8 y 0.9 se considera de transición donde ΔQ es proporcional al calculado con las ecs 1.12 y 1.12 a, dependiendo del valor de β .

El gasto máximo de diseño para un cierto periodo de retorno será igual al gasto máximo calculado con la ec 1.9, más o menos el intervalo de confianza, ec 1.12 o 1.12 a.

1.2.2.- METODO DOBLE GUMBEL

En zonas de la República afectadas eventualmente por ciclones tropicales, se observa con claridad la existencia de dos grupos de avenidas con características diferentes. El primero se origina por precipitaciones relacionadas con los fenómenos meteorológicos dominantes en la región en estudio, y el segundo con precipitaciones ciclónicas que provocan comunmente las avenidas más grandes.

Al hacer una gráfica, en papel de probabilidad de Gumbel de los gastos máximos anuales registrados en un río contra sus periodos de retorno estimados, se obtiene un conjunto de puntos que se ajustan a una curva formada por dos segmentos: éste es el caso para el río Nazas, Fig. (1-3), donde se estudió (Ref 4) la relación gasto máximo contra periodo de retorno, y se obtuvo la gráfica de la Fig (1-4) que muestra una relación formada por dos segmentos rectos.

Debido a la presencia de dos poblaciones, la función de distribución de probabilidad de los gastos máximos anuales parece inadecuada para estudiar su frecuencia; sin embargo, se puede suponer que los dos grupos de avenidas pueden ser descritos por una función de ese tipo.

De esta manera, en los años en los que no se presenten ciclones, los gastos máximos, siguen una ley de distribución Gumbel con parámetros a y c de la forma:

$$1 \quad 1$$

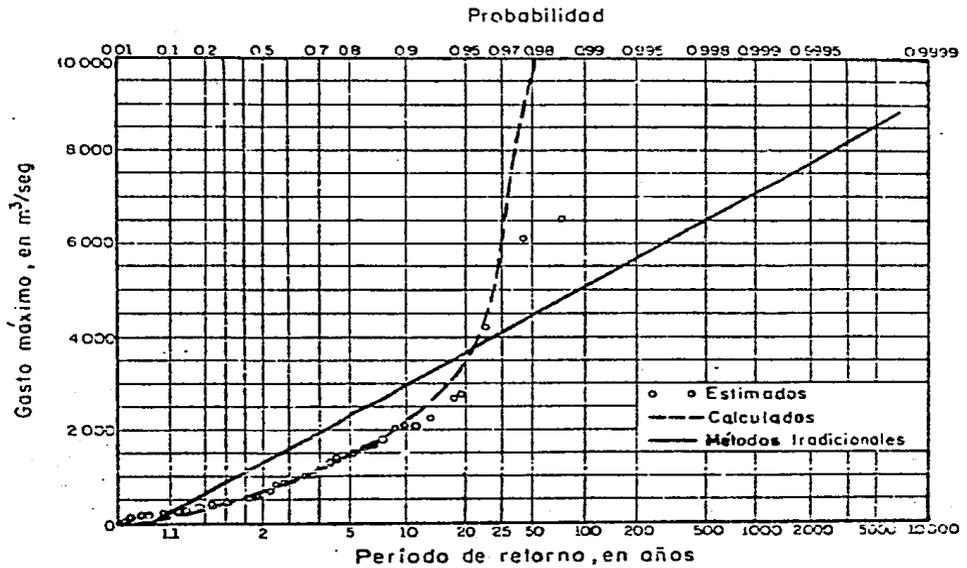


FIG. 1.3 PERIODOS DE RETORNO DE LOS GASTOS MAX. ANUALES (PALMITO)

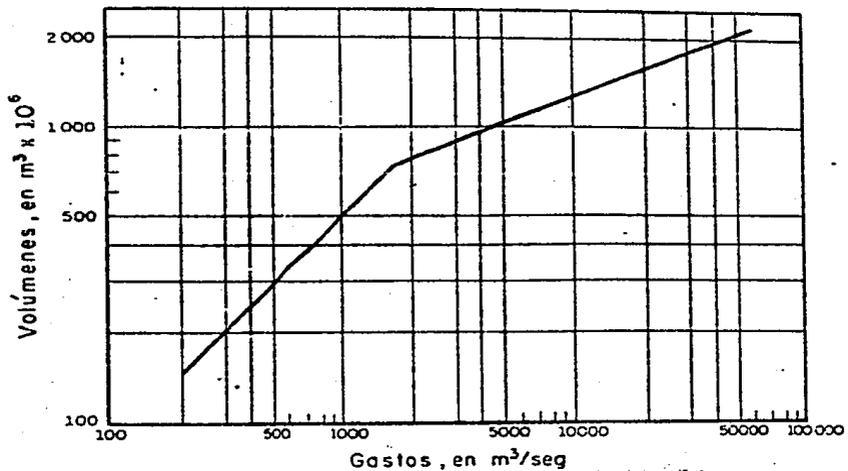


FIG. 1.4 RELACIONES GASTOS MAXIMOS-VOLUMEN DE LAS AVENIDAS REGISTRADAS

$$F_1(q) = e^{-\frac{q+a}{c}} \quad (1.2-a)$$

Del mismo modo, para los años en que los gastos máximos son provocados por ciclones, estos también tienen una distribución Gumbel con parámetros a_2 y c_2 , o sea

$$F_2(q) = e^{-\frac{q+a_2}{c_2}} \quad (1.2-b)$$

Para el caso en que los gastos máximos sean provocados por la mezcla de dos poblaciones, la función de distribución de probabilidad Doble Gumbel es de la forma: $F(q) = F_1(q) \cdot (p + (1-p) F_2(q))$. En forma explícita.

$$F(q) = e^{-\frac{q+a_1}{c_1}} \left[p + (1-p) e^{-\frac{q+a_2}{c_2}} \right] \quad (1.2-c)$$

Para estimar los parámetros a_1 , a_2 , c_1 , c_2 y p , se usan las expresiones siguientes:

$$a_1 = 0.577 c_1 \bar{x}_1 \quad a_2 = 0.577 c_2 \bar{x}_2$$

$$c_1 = \frac{\sqrt{6}}{\pi} S_1 \quad c_2 = \frac{\sqrt{6}}{\pi} S_2$$

donde \bar{x}_i y S_i son la media y la desviación estándar de cada población (subíndice 1 es para precipitación no ciclónica y el subíndice 2 para ciclónica).

1.2.3.- DISTRIBUCION DE PROBABILIDAD NORMAL

La función de distribución de probabilidad normal esta dada por:

$$F(x) = \frac{1}{b\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^x e^{-\frac{(x-a)^2}{2b^2}} dx \quad (1.13)$$

donde $F(x)$ es la función de distribución de probabilidad normal y a, b los parámetros de la distribución.

La media μ y la desviación estandar σ de la función de densidad normal son

$$\mu = a \quad (1.13.a)$$

$$\sigma = b \quad (1.13.b)$$

Dada la simetría de la distribución de probabilidad, puede utilizarse cualquiera de los métodos que existen en la literatura para valuar sus parámetros, aquí se han escogido el de momentos y el de mínimos cuadrados.

Si se considera que

$$t = \frac{x-a}{b} \quad (1.14)$$

donde t es la variable estandarizada.

La ec. (1.13) se puede escribir

$$F(t) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^t e^{-\frac{t^2}{2}} dt \quad (1.15)$$

A la ecuación (1.15) se le denomina distribución normal estandar.

Para calcular $F(t)$ se toma en cuenta que

$$F(t) = H(t) + 0.5 \quad \text{si } t > 0 \quad (1.16.a)$$

$$F(t) = 0.5 - H(t) \quad \text{si } t < 0 \quad (1.16.b)$$

donde $H(t)$ es calculada mediante una aproximación propuesta por Abramowitz y Stegun (ref. 12), expresada como

$$H(t) = 1 - \frac{1}{\sqrt{2\pi}} e^{-t^2/2} \left(a_0 + a_1 \frac{t}{2} + a_2 \frac{t^2}{3} + a_3 \frac{t^3}{4} \right) \quad (1.17)$$

donde

$$a_0 = 1 / (1 + a_0 |t|)$$

$$a_0 = 0.3326700$$

$$a_1 = 0.4361836$$

$$a_2 = -0.1201676$$

$$a_3 = 0.9372980$$

a) Estimación de los parámetros por el método de momentos.

Se calcula la media y la variancia del conjunto de datos de la muestra, con las ecuaciones

$$\bar{X} = \frac{\sum_{i=1}^n x_i}{n} \quad (1.18)$$

$$S^2 = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (x_i)^2 - \bar{x}^2 \quad (1.19)$$

donde

\bar{X} media de la muestra

x_i valores de la muestra

n número total de valores

S^2 variancia de la muestra

Como se tienen dos parámetros (a,b) que definen la función, se requieren dos ecuaciones de momentos para determinarlos:

La ecuación del primer momento que consiste en igualar las medias

$$\mu = \bar{X} \quad (1.18-a)$$

y la del segundo momento, o igualación de variancias

$$\sigma^2 = S^2 \quad (1.19-a)$$

con las ecuaciones (1.13.a) y (1.13.b) se obtiene

$$\bar{X} = a$$

$$S^2 = b$$

Con lo cual quedan definidos los parámetros.

b) Estimación de los parámetros por el método de mínimos cuadrados

De la definición de periodo de retorno se tiene:

$$F(x) = 1 - (1/T_r)$$

De esta ecuación se encuentra la variable aleatoria x asociada a la probabilidad $1 - (1/T_r)$, la cual se plantea como

$$x = G(1 - (1/T_r)) \quad (1.20)$$

Tomando en cuenta la ec (1.14) se tiene

$$x = tb + a \quad (1.21)$$

Como a cada dato de la muestra le corresponde un periodo de retorno, de acuerdo con la ec (1.14) le corresponderá también un valor de t.

La ec (1.21) es la ecuación de una recta con pendiente b y

ordenada al origen a; de acuerdo con el método de ajuste por mínimos cuadrados (ref 11.A.1-6). estos parámetros se obtienen a partir del sistema de ecuaciones

$$a n + b \sum_{i=1}^n (t_i) = \sum_{i=1}^n x_i$$

$$a \sum_{i=1}^n (t_i) + b \sum_{i=1}^n (t_i)^2 = \sum_{i=1}^n x_i (t_i) \quad (1.22)$$

De la definición de t_i , se tiene que el valor de la media de t_i es igual a cero y la variancia es igual a uno, es decir

$$t = \sum_{i=1}^n \frac{t_i}{n} = 0 \quad S_t = \sum_{i=1}^n \frac{t_i^2}{n} = 1$$

De lo anterior se concluye que $\sum_{i=1}^n t_i = 0$ y $\sum_{i=1}^n t_i^2 = n$, con lo cual la solución del sistema de ecs (1.22) resulta igual a

$$a = \frac{\sum_{i=1}^n x_i}{n} \quad (1.23)$$

$$b = \frac{\sum_{i=1}^n (x_i t_i)}{n} \quad (1.24)$$

1.2.4 DISTRIBUCION DE PROBABILIDAD LOGNORMAL

La función de distribución de probabilidad lognormal, de tres parámetros esta dada por:

$$F(x) = \frac{1}{\sigma_L \sqrt{2\pi}} \int_a^x e^{-\frac{(\ln(x-a) - \mu_L)^2}{2\sigma_L^2}} dx \quad (1.25)$$

donde $F(x)$ es la distribución de probabilidad lognormal y μ_L , σ_L , a , parámetros de la distribución.

La media, μ , varianza, σ^2 , y el coeficiente de asimetría, γ , de la distribución lognormal son:

$$\mu = e^{1/2(\sigma_L^2 + \mu_L^2) + a} \quad (1.26)$$

$$\sigma^2 = \left[e^{(\sigma_L^2 + 2\mu_L)} - 1 \right] \left[e^{\sigma_L^2} - 1 \right] \quad (1.27)$$

$$\gamma = 3V' + V'^5 \quad (1.28)$$

donde

$$V' = \frac{\sigma_L}{\mu - a} \quad (1.29)$$

Si se considera que

$$y = \ln(x-a) \quad (1.30)$$

La ec (1.25) se puede escribir

$$F(x) = \frac{1}{\sigma_L \sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^y e^{-\frac{(y-\mu_L)^2}{2\sigma_L^2}} dy \quad (1.31)$$

La ec (1.31) corresponde a una función de distribución normal

con dos parámetros μ_L y σ_L : si la variable y se estandariza, es decir, se le resta μ_L y se divide entre σ_L , se obtiene la variable t con distribución normal que tiene media cero y variancia igual a la unidad, o sea

$$t = \frac{y - \mu_L}{\sigma_L} = \frac{\ln(x-a) - \mu_L}{\sigma_L} \quad (1.32)$$

La ec (1.25) expresada en terminos de t es

$$F(t) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^t e^{-t^2/2} dt \quad (1.33)$$

Cuando se considera $a = 0$, en la ec (1.25) se dice que se trata de una distribución lognormal de dos parámetros.

a) estimación de los parámetros por el método de momentos

Se aplica de acuerdo con el siguiente procedimiento.

1.- Se calcula la media, varianza y el coeficiente de asimetría del conjunto de datos de una muestra con las ecuaciones.

$$\begin{aligned} \bar{x} &= \frac{\sum_{i=1}^n x_i}{n} & S^2 &= \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2 \\ g &= \frac{\frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^3}{\left[\frac{1}{(n-1/n) S^2} \right]^{1.5}} = \frac{\frac{1}{n} \left[\sum_{i=1}^n x_i^3 - 3 \bar{x} \sum_{i=1}^n x_i + 2n \bar{x}^2 \right]}{\left[(n-1/n) S^2 \right]^{1.5}} \quad (1.34) \end{aligned}$$

2.- Se considera $\mu = \bar{x}$, $\sigma = S$ y $g = 1$

3.- Con el método de solución de una ecuación de tercer grado se obtiene de la ec (1.29)

$$v' = \left[\frac{\sqrt{g^2 + 4} + g}{2} \right]^{1/3} + \left[\frac{-\sqrt{g^2 + 4} + g}{2} \right]^{1/3} \quad (1.35)$$

4.- De la ec (1.29) se deduce

$$a = \bar{x} - \frac{S}{v'} \quad (1.36)$$

5.- De la solución simultánea de las ecs (1.26) y (1.27) se llega a

$$\mu_L = \frac{1}{2} \text{Ln} \left[\frac{(\bar{x} - a)^4}{(\bar{x} - a)^2 + \sigma^2} \right] \quad (1.37)$$

$$\sigma_L = \frac{1}{2} \text{Ln} \left[\frac{(\bar{x} - a)^2 + \sigma^2}{(\bar{x} - a)^2} \right] \quad (1.38)$$

Si interesa sólo la distribución lognormal de dos parámetros se hace $a = 0$ y mediante las ecs (1.37) y (1.38) se obtienen μ_L y σ_L .

1.2.5.- DISTRIBUCION DE PROBABILIDAD GAMMA

La función de distribución de probabilidad gamma de tres parámetros, esta dada por:

$$F(x) = \frac{1}{\beta \Gamma(\alpha)} \int_d^x \left[\frac{x-d}{\beta} \right]^{\alpha-1} e^{-(x-d)/\beta} dx \quad (1.39)$$

donde $F(x)$ es la distribución de probabilidad gamma, α, β, d , los parámetros de la distribución y $\Gamma(\alpha)$ función gamma.

La media, μ , variancia, σ , y coeficiente de asimetría, γ , de la distribución gamma son

$$\mu = \alpha(\beta) + d \quad (1.40)$$

$$\sigma^2 = \alpha\beta^2 \quad (1.41)$$

$$\gamma = 2/\sqrt{\alpha} \quad (1.42)$$

Esta función de distribución de probabilidad es asimétrica si se hace que

$$y = \frac{(x-d)}{\beta} \quad (1.43)$$

la ec (1.39) se puede escribir

$$F(x) = \frac{1}{\Gamma(\alpha)} \int_0^y y^{\alpha-1} e^{-y} dy \quad (1.44)$$

La ecuación (1.44) corresponde a una función de distribución gamma de un parámetro.

Cuando se considera $d = 0$ en la ec (1.39) se dice que se trata de una distribución gamma de dos parámetros.

a) Estimación de los parámetros por el método de momentos

Se calcula la media, variancia y el coeficiente de asimetría del conjunto de datos de una muestra con las ecs (1.18), (1.19) y (1.34) y con las ecs (1.40), (1.41) y (1.42) se encuentran los

parámetros con las expresiones:

$$\alpha = (2/g)^2 \quad (1.45)$$

$$\beta = S/\sqrt{\alpha} \quad (1.46)$$

$$d = \bar{x} - \alpha\beta \quad (1.47)$$

Si interesa la distribución gamma de dos parámetros, se hace $d = 0$ y mediante las ecs (1.45) y 1.38) se obtiene α y β .

1.2.6 DISTRIBUCION DE PROBABILIDAD EXPONENCIAL

La función de distribución de probabilidad exponencial, de dos parámetros esta dada por

$$F(x) = 1 - e^{-(x-\alpha)/\beta} \quad (1.48)$$

donde $F(x)$ es la distribución de probabilidad exponencial y α, β los parámetros de distribución

La media, μ , y la variancia, σ^2 de la distribución exponencial son

$$\mu = \alpha + \beta \quad (1.49)$$

$$\sigma^2 = \beta^2 \quad (1.50)$$

El coeficiente de asimetría es constante y tiene un valor igual a 2, lo cual indica que esta distribución es sesgada a la derecha para todos los valores de α y β .

a) Estimación de los parámetros por el método de momentos

Se calcula la media y la variancia del conjunto de datos de una muestra mediante las ecs (1.18) y (1.19)

El valor de los parámetros es estimado al igualar las ecs (1.18) con (1.49) y la (1.19) con (1.50) de tal modo que

$$\beta = \sqrt{S} \quad (1.51)$$

$$\alpha = \bar{x} - \beta \quad (1.52)$$

b) Estimación de los parámetros por el método de mínimos cuadrados

De la definición de periodo de retorno se tiene

$$F(x) = 1 - 1/T_r \quad (1.53)$$

Igualando las ecs (1.49) y (1.53) resulta

$$T_r = e^{(x - \alpha)/\beta} \quad (1.54)$$

o bien

$$x = \alpha + \beta \ln T_r \quad (1.55)$$

Si se considera $\omega = \ln T_r$, la ec (1.55) se expresa

$$x = \alpha + \beta \omega \quad (1.56)$$

Como a cada dato de la muestra le corresponde un periodo de retorno y , por lo tanto, un valor de ω , y dado que la ec (1.56) es la de una línea recta con pendiente β y ordenada al origen α , se emplea el método de ajuste por mínimos cuadrados descrito en la ref (11-A.1.6) que permite obtener los dos parámetros de la recta con las siguientes ecuaciones

$$\beta = \frac{\sum_{i=1}^n (x_i \omega_i) - \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n x_i \sum_{i=1}^n \omega_i}{\sum_{i=1}^n (\omega_i^2) - \frac{1}{n} (\sum_{i=1}^n \omega_i)^2} \quad (1.57)$$

$$\alpha = \frac{\sum_{i=1}^n x_i - \beta \sum_{i=1}^n \omega_i}{n} \quad (1-58)$$

1.2-7.- METODO DE LEBEDIEV

El gasto máximo se obtiene a partir de la siguiente fórmula:

$$Q_d = Q_{máx} + \Delta Q \quad (1-59)$$

donde

$$Q_{máx} = Q_m (K_C + 1) \quad (1-60)$$

$$\Delta Q = \bar{r} \frac{AE \cdot Q_{máx}}{\sqrt{n}} \quad (1-61)$$

A. coeficiente que varía de 0.7 a 1.5, dependiendo del número de años de registro. Cuanto más años de registro haya, menor será el valor del coeficiente. Si n es mayor de 40 años, se toma el valor de 0.7.

C. Coeficiente de asimetría, el cual, cuando el número de observaciones es mayor de 40 años, se calcula con

$$C_s = \frac{\sum_{i=1}^n \left(\frac{Q_i}{Q_m} - 1 \right)^3}{n C_v^3} \quad (1-62)$$

Por otra parte si hay pocos años de registro, Lebediev recomienda tomar los valores siguientes para C_s.

- $C_s = 2C_v$ para avenidas producidas por deshielo
 $C_s = 3C_v$ para avenidas producidas por tormenta
 $C_s = 5C_v$ para avenidas producidas por tormentas en cuencas ciclónicas.

Entre estos valores v el que se obtiene de la ecuación (1-62) se escoge el mayor.

C_v coeficiente de variación, que se obtiene de la ecuación

$$C_v = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n \left(\frac{Q_i}{Q_m} - 1 \right)^2}{n}} \quad (1.63)$$

E_r coeficiente que depende de los valores de C_v (ec 1.63) v de la probabilidad ($p = 1/T$) de que ocurra la avenida en un año en particular. Se encuentra en forma de gráfica en la fig (4-5).

K coeficiente que depende la probabilidad $p = 1/T$, expresada en porcentaje de que se repita el gasto de diseño v del coeficiente de asimetría C_s (tabla 4.12).

n años de observación, n de la muestra

Q_3 intervalo de confianza, en m^3/seg

Q_3 gasto total de diseño, en m^3/seg

Q_d gastos máximos anuales observados, en m^3/seg

Q_m gasto medio, en m^3/seg , el cual se obtiene de

$$Q_m = \frac{\sum_{i=1}^n Q_i}{n} \quad (1-64)$$

Q_{max} gasto máximo probable obtenido para un periodo de retorno determinado, en m³/seg

En el capítulo 4 se encuentra una aplicación del método de Lebediev.

1.3.- METODOS DE RELACION LLUVIA - ESCURRIMIENTO

La forma más común para llevar a cabo la relación lluvia-escorrimento, es a través del hidrograma unitario, ya sea el tradicional, el instantáneo o el sintético, en este subcapítulo sólo se hablará de los dos primeros ya que el último se mencionara en el cap. 2.

1.3.1.- METODO DEL HIDROGRAMA UNITARIO

El hidrograma final del escurrimiento directo de una cuenca es el resultado de sumar todos los hidrogramas parciales de las subcuencas que la forman, dichos hidrogramas son modificados por el efecto de almacenamiento mientras se desplaza a través de la superficie de la cuenca y de sus cauces.

Sherman (1932) fue el primero en observar que si las características físicas de una cuenca tales como su forma, tamaño, cobertura y pendiente permanecen constantes, las lluvias efectivas de características semejantes producirán hidrogramas de forma similar y magnitudes de gastos proporcionales a dichas lluvias. Lo indicado por Sherman puede expresarse así: Si sobre

una misma cuenca ocurriesen dos tormentas distribuidas en forma similar en el espacio y en el tiempo. los hidrogramas resultantes de cada una de ellas serán de la misma forma. con la única diferencia de que los gastos serán proporcionales a la respectiva lamina escurrida que los provocó.

La duración efectiva de la precipitación que realmente genera escurrimiento es factor fundamental. pues en cuanto ella se incrementa, se alargará el hidrograma y se reducirá su pico o viceversa. En consecuencia, aún manteniendo todos los factores constantes, existe un hidrograma para cada duración efectiva de la lluvia.

Basándose en lo mencionado, se estableció el concepto de hidrograma unitario para una cuenca que se define como: "El hidrograma de escurrimiento directo resultante de un milímetro de lluvia en exceso que cae uniformemente sobre toda la cuenca, con la intensidad uniforme durante un periodo de tiempo llamado duración en exceso o efectiva".

En la práctica es casi imposible encontrar tormentas con una distribución más o menos uniforme sobre una cuenca. ello se acentúa a medida que la extensión de ella se hace mayor. Así, por ejemplo, en Estados Unidos no se recomienda utilizar hidrogramas unitarios para áreas mayores a unos 5.000 Km^2 , sin embargo, en Venezuela este valor es alto dadas las características tropicales de las tormentas y se recomienda en principio no emplearlos para cuencas con áreas mayores de 1.000 Km^2 .

La obtención de un hidrograma unitario para cuencas con registros simultáneos de lluvias y escurrimientos es sencilla, y se pueden utilizar distintas técnicas. La más sencilla consiste en seleccionar hidrogramas de grandes crecidas, separar el escurrimiento base y el directo y calcular la lluvia efectiva, esta última es igual al cociente del volumen de escurrimiento directo entre el área de la cuenca y una vez hecho esto se divide la ordenada del hidrograma de escurrimiento directo entre la lluvia efectiva, el resultado es el hidrograma unitario.

Al hidrograma unitario obtenido de esta manera se le llama tradicional y tiene asignada una duración en exceso, es decir, es igual al tiempo que dura la lluvia efectiva. Esto se hace cuando se conoce el hietograma de la tormenta y se calcula el coeficiente de infiltración. Una vez restada la infiltración se obtiene el hietograma de lluvia efectiva. conociendo estos dos últimos datos se puede calcular la duración efectiva de la lluvia.

Una vez calculado el hidrograma unitario para una duración efectiva de la lluvia, se puede obtener a partir de él, otro hidrograma unitario para otras duraciones, usando para ello el procedimiento de la curva o hidrograma S. La curva S se define como "el hidrograma de escurrimiento directo resultado de una lluvia efectiva de 1 mm con duración infinita".

La curva S se construye desplazando varias veces el hidrograma unitario conocido, la separación entre cada uno de los hidrogramas unitarios debe ser igual a la duración efectiva, y se

suman las ordenadas, dando como resultado las ordenadas del hidrograma S. Luego se desplaza la curva S un tiempo igual a la duración para la cual se desea conocer su hidrograma unitario, y se restan las ordenadas de ambas curvas S. Por último se obtienen las ordenadas del hidrograma unitario deseado, multiplicando las diferencias por el cociente de la duración efectiva original entre la duración para la cual se necesita determinar su hidrograma unitario. Una vez calibrado el hidrograma unitario y calculada la lluvia efectiva de diseño, se multiplica esta por cada una de las ordenadas del hidrograma unitario, y el resultado es el hidrograma de escurrimiento directo.

Una característica que es importante señalar, es que el área bajo la curva del hidrograma unitario es igual al área de la cuenca por 1 mm de lluvia efectiva.

1.3.2.- METODO DEL HIDROGRAMA UNITARIO INSTANTANEO

Si la duración de la lluvia efectiva tiende a cero, al hidrograma unitario resultante se le denomina instantáneo (H.U.I.). Esto permite que el H.U.I. sea independiente de la duración de precipitación efectiva, y por lo tanto se elimina una de las variables en los análisis de hidrogramas.

Usando el principio de superposición del hidrograma unitario, si se aplica una lluvia efectiva de función $I(\tau)$ de duración t y si el H.U.I. se expresa como $u(t - \tau)$, la ordenada del hidrograma resultante para un tiempo t es

$$Q_t = \int_0^{t'=t} u(t-z) I(z) dz \quad (1.65)$$

la cual se llama integral de convolución de Duhamel, donde $u(t-z)$ es la función de núcleo, $I(z)$ la función de entrada, y $t'=t$ cuando $t \leq t_0$ y $t' = t_0$ cuando $t > t_0$ fig. 4.7

La teoría del H.U.I. ha dado origen a investigaciones teóricas sobre relaciones de lluvias y escurrimientos.

Si se tienen datos de lluvia y escurrimiento, resolviendo la ecuación integral (1.65) se podrá determinar la función $u(t-z)$, o sea, el hidrograma unitario instantáneo. Existen diversos métodos para resolver la ec (1.65); uno de ellos es transformarla a un sistema de ecuaciones lineales considerando incrementos finitos de tiempo. A continuación se describe este método.

Suponiendo que en una cuenca dada se conoce el hidrograma unitario asociado a una duración muy pequeña, Δt , de acuerdo con los principios del hidrograma unitario tradicional, se podrían calcular las ordenadas del hidrograma de escurrimiento directo producido por una tormenta cuyo hietograma de lluvia efectiva estuviera formado por n barras de altura P_1, P_2, \dots, P_n , con la siguiente expresión general (ver fig. 1.5).

$$Q_i = P_1 U_{i-2} + P_2 U_{i-1} + P_3 U_i + \dots + P_n U_{i-1} \quad (1.66)$$

sujeto a

$$P_i = 0 \text{ para } i > NP; \quad U_i = 0 \text{ para } i > NU$$

$$i = 1, 2, \dots, NQ \quad NU = NQ - NP + 1$$

donde

Q_i ordenada del hidrograma de escurrimiento directo para el i -ésimo intervalo de tiempo

U_i ordenada del hidrograma unitario

P_i altura de precipitación efectiva

NU número total de ordenadas del hidrograma unitario

NQ número total de ordenadas del hidrograma de escurrimiento directo

NP número total de barras de lluvia efectiva

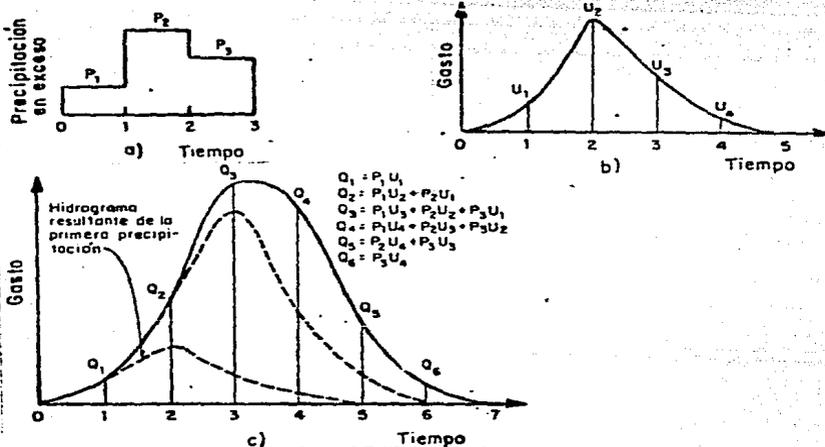


FIG 1-5 DETERMINACION DE UN HIDROGRAMA DE DISEÑO

A) Lluvia en Exceso b) Gráfica Unitaria c) Hidrograma de Esc. Sup.

El conjunto de ec (1-66) permite calcular las ordenadas del hidrograma de escurrimiento directo cuando se conocen las del hidrograma unitario y el hidrograma de lluvia efectiva, o bien, en la etapa de calibración, determinar las ordenadas del

hidrograma unitario a partir de mediciones del escurrimiento directo y de lluvia efectiva en la cuenca en estudio. Para esta última condición se tiene la desventaja de ser muy sensible a pequeños errores en los datos de partida. Para superar esta desventaja, Eagleson propone utilizar el siguiente sistema de ecuaciones simultáneas.

$$\phi_{PQ}(\tau) = \sum_{i=1}^{NU} U_i \phi_{PP}(\tau - i + 1) \quad (1.67.a)$$

$$\text{sujeta a } \tau = 0, \dots, (NU - 1); \tau > NU \quad \phi_{PQ}(\tau) = 0$$

$$\phi_{PQ}(\gamma) = \sum_{l=1}^{NQ} P_l Q_{l+\gamma} \quad (1.67.b)$$

$$\text{sujeta a } \gamma = 0, \dots, (NQ - 1); \gamma > NQ \quad P_l = 0$$

$$\phi_{PP}(\rho) = \sum_{K=1}^{NP} P_K P_{K+\rho} \quad (1.67.c)$$

$$\text{sujeto a } \rho = 0, \dots, (NP - 1); \rho > (NP - 1) \quad \phi_{PP}(\rho) = 0$$

Para ejemplificar la nomenclatura del sistema de ec (1.67) considérese, por ejemplo, que $NQ = 4$ y $NP = 2$, por tanto $NU = 3$. El desarrollo quedaría expresado como

$$\phi_{PQ}(\tau) = \sum_{i=1}^3 U_i \phi_{PP}(\tau - i + 1); \tau = 0, 1, 2; \tau > 3 \quad \phi_{PQ}(\tau) = 0$$

$$\phi_{PQ}(\gamma) = \sum_{l=1}^4 P_l Q_{l+\gamma}; \gamma = 0, 1, 2; \gamma > 2 \quad P_l = 0$$

$$\phi_{PP}(\rho) = \sum_{K=1}^2 P_K P_{K+\rho}; \rho = 0, 1; \rho > 1 \quad \phi_{PP}(\rho) = 0$$

$$\phi_{PQ}(0) = U_1 \phi_{PP}(0) + U_2 \phi_{PP}(-1) + U_3 \phi_{PP}(-2)$$

$$\dot{q}_{PQ}^{(1)} = U_1 \dot{q}_{PP}^{(1)} + U_2 \dot{q}_{PP}^{(0)} + U_3 \dot{q}_{PP}^{(-1)}$$

$$\dot{q}_{PQ}^{(2)} = U_1 \dot{q}_{PP}^{(2)} + U_2 \dot{q}_{PP}^{(1)} + U_3 \dot{q}_{PP}^{(0)}$$

$$\dot{q}_{PQ}^{(0)} = P_{11} Q_{11} + P_{22} Q_{22} \quad \dot{q}_{PP}^{(0)} = P_{11} P_{11} + P_{22} P_{22}$$

$$\dot{q}_{PQ}^{(1)} = P_{12} Q_{12} + P_{23} Q_{23} \quad \dot{q}_{PP}^{(1)} = P_{12} P_{12} + P_{23} P_{23}$$

$$\dot{q}_{PQ}^{(2)} = P_{24} Q_{24}$$

Se demuestra que $\dot{q}_{PP}^{(1)} = \dot{q}_{PP}^{(-1)}$, $\dot{q}_{PP}^{(2)} = \dot{q}_{PP}^{(-2)}$, etc.

$$P_{11} Q_{11} + P_{22} Q_{22} = U_1 (P_{11} P_{11} + P_{22} P_{22}) + U_2 (P_{12} P_{12} + P_{23} P_{23}) + U_3 (0)$$

$$P_{12} Q_{12} + P_{23} Q_{23} = U_1 (P_{11} P_{12} + P_{22} P_{23}) + U_2 (P_{12} P_{12} + P_{23} P_{23}) + U_3 (P_{12} P_{12} + P_{23} P_{23})$$

$$P_{13} Q_{13} + P_{24} Q_{24} = U_1 (0) + U_2 (P_{12} P_{13} + P_{23} P_{24}) + U_3 (P_{12} P_{13} + P_{23} P_{24})$$

Como se conocen las Q_i y P_i se resuelve el sistema de ecuaciones lineales para obtener el hidrograma unitario, sin embargo su desventaja estriba en el hecho de que se necesita información de la lluvia y del escurrimiento.

2.- AVENIDAS DE DISEÑO PARA CUENCAS PEQUEÑAS

Una cuenca pequeña se define como aquella cuyo escurrimiento es sensible a lluvias de alta intensidad y corta duración y donde predominan las características físicas del suelo con respecto al cauce. Con esta definición, el tamaño de una cuenca puede variar desde unas pocas hectáreas hasta un límite que, para propósitos prácticos, Chow considera de 25 Km².

La forma y la cantidad de escurrimiento para una cuenca pequeña están influidas principalmente por las condiciones físicas del suelo.

Es difícil distinguir una cuenca grande de una pequeña considerando solamente el tamaño de la misma, desde el punto de vista hidrológico, dos cuencas del mismo tamaño pueden ser totalmente diferentes. En cuencas pequeñas, los gastos máximos son causados, generalmente, por lluvias de corta duración. A continuación se mencionan algunos de los diferentes criterios que existen para calcular la avenida de diseño en este tipo de cuencas.

2.1.- METODO DE CHOW

Este método permite conocer el gasto máximo para un determinado periodo de retorno.

El método de Chow, se presenta tal y como fue propuesto por su autor, lo cual implica que las fórmulas propuestas por él sólo serán válidas para las zonas estudiadas.

Este método fue deducido basándose en el concepto de hidrograma unitario e hidrograma unitario sintético. El

desarrollo del método se presenta a continuación:

El gasto del pico del escurrimiento directo de una cuenca puede calcularse como el producto de la lluvia en exceso por el gasto del pico de un hidrograma unitario, o sea

$$Q_m = q_m P_e \quad (2.1)$$

Considerando una lluvia en exceso igual a 1 cm por d horas y un área drenada de A Km. el gasto de equilibrio del escurrimiento es igual a $2.78 A/d$. La relación del gasto de pico del hidrograma unitario q_m a $2.78 A/d$ se define como factor de reducción del pico, Z.

$$Z = \frac{q_m}{2.78 A/d} \quad (2.2)$$

$$q_m = \frac{2.78 AZ}{d} \quad (2.3)$$

Si se sustituye la ec (2.3) en la ec (2.1)

$$Q_m = \frac{2.78 AZ P_e}{d} \quad (2.4)$$

El factor $2.78 P_e / d$ puede reemplazarse por el producto de dos factores X y Y; X se llama factor de escurrimiento, expresado por

$$X = \frac{P_e}{d} \quad (2.5)$$

Y es el factor climático, considerando que $P_e / P_e = P_e / p_b$ este factor se puede representar por

$$Y = 2.78 P_e / p_b \quad (2.6)$$

Quando la estación climatológica está dentro de la cuenca en estudio $P/P = 1$, entonces $Y = 2.78$, por lo cual no se necesitará calcular el factor de corrección.

Por lo tanto, la ec. (2.4) puede escribirse:

$$Q_m = AXYZ \quad (2.7)$$

Si se conoce el gasto base Q_b , entonces el de diseño es igual a:

$$Q_d = Q_b + Q_m \quad (2.8)$$

2.1.1 FACTORES QUE AFECTAN AL ESCURRIMIENTO

Los factores que afectan al escurrimiento, considerados en este método, pueden dividirse en dos grupos. Uno que afecta directamente a la cantidad de lluvia en exceso o escurrimiento directo, el cual consiste, principalmente, en el uso de la tierra, condición de la superficie, tipo de suelo y la cantidad y duración de la lluvia. El otro grupo afecta la distribución del escurrimiento directo e incluye el tamaño y la forma de la cuenca, la pendiente del terreno y el efecto de retención del flujo por medio del tiempo de retraso.

Esta distribución del escurrimiento directo está expresado en términos del hidrograma unitario.

Existe una cierta interdependencia entre los dos grupos de factores. Sin embargo esta interdependencia es desconocida y, para propósitos prácticos, puede considerarse que no afecta a la

relación entre el escurrimiento directo y la lluvia en exceso (efectiva). Esta última hipótesis es la base para poder establecer la ecuación (2.1).

Para tomar en cuenta el efecto del primer grupo, se tiene el número de escurrimiento, N . Este número N es un coeficiente de peso del escurrimiento directo, y es función del uso del suelo y de las características de este.

Los suelos se clasifican, según afecten las características del material en el escurrimiento, en cuatro tipos:

Tipo A.- Incluye gravas y arenas de tamaño medio, limpias y mezcla de ambas. (Eskurrimiento mínimo)
Tipo B.- Incluye arenas finas, limos orgánicos e inorgánicos, mezclas de arena y limo.
Tipo C.- Comprende arenas muy finas, arcillas de baja plasticidad, mezclas de arena, limo y arcilla.
Tipo D.- Incluye principalmente arcillas de alta plasticidad, suelos poco profundos con subhorizontes casi impermeables cerca de la superficie. (Eskurrimiento máximo).

Conocido el tipo de suelo, de acuerdo con la clasificación anterior, y tomando en cuenta el uso que tenga el suelo, con la tabla (2-1) se podrá conocer el valor de N . Para condiciones de

escurrimiento compuesto, se deberá determinar un número de escurrimiento pesado, considerando el área total unitaria. En una cuenca, por ejemplo, el 37.4 % del área es impermeable y el área restante es potrero, tipo B, el número de escurrimiento pesado se calcula como sigue:

	No. de escurrimiento	Producto
Superficie impermeable	37.4 X 100	37.4
Potrero tipo B	62.2 X 58	36.3
		<u>73.7</u>

El número de escurrimiento pesado es 73.7

El USSCS a propuesto un criterio para determinar la precipitación efectiva en función de la precipitación total, el uso del suelo, su tratamiento (surcos, terrazas, etc), su composición (arenas, arcillas, etc-), su pendiente y el estado de humedad inicial.

Descripción del método

1.- Utilizando las tablas (2.1) y (4.13), se determina el valor del factor N que toma en cuenta el uso del suelo, el tratamiento del terreno (surcos, terrazas, etc-), la pendiente del terreno y el tipo de suelo (desde arenoso A hasta arcilloso D).

2.- Se corrige el valor de N según la precipitación antecedente, tabla (2.2), de la siguiente manera:

TABLA (2.2).

Si 5 días antes hubo lluvia	menos de 2.5 cm	Corrección A
	entre 2.5 v 5 cm	Sin corrección
	mas de 5 cm	Corrección B

La corrección se hace utilizando la tabla (4.15)

3.- Con el valor definitivo de N y la precipitación total (P), en centímetros, se utiliza la fig (4.6) y se obtiene el valor de la lámina de escurrimiento directo (Q), en centímetros.

Una vez conocido el número de escurrimiento, el valor de la lluvia en exceso, P_e en cm, puede calcularse para un tirante de lluvia dada, P, a partir de la fig (4.6) o bien por la ecuación:

$$P_e = \frac{\left(P - \frac{508}{N} + 5.08 \right)^2}{P + \frac{2032}{N} - 20.32} \quad (2.9)$$

2.1.2.- DETERMINACION DEL FACTOR DE ESCURRIMIENTO, X.

Para calcular el valor de X, se requiere conocer la precipitación en exceso de la estación base, P_e . se usa la ec (2.9) o bien la fig (4.6), basándose en la lluvia registrada en la estación base durante la tormenta de t horas, P_b . La estación base es donde se conoce la distribución de la lluvia respecto al tiempo, o sea, donde se tiene un pluviógrafo.

Para determinar P_e , se deberán conocer las curvas intensidad de lluvia-duración de la tormenta-periodo de retorno, o sea, se requiere de un análisis estadístico de los registros. Se puede calcular para cada periodo de retorno una gráfica que ligue al tiempo de la tormenta y al factor X con base en el número de escurrimiento N, haciendo el cálculo más directo.

2.1.3.- DETERMINACION DEL FACTOR CLIMATICO Y.

Este factor trata de tomar en cuenta, por una parte, la forma como se distribuye el escurrimiento y, por otra, el hecho de que el sitio donde se quiere valuar el gasto está alejado de la estación base. Sirve para transportar la tormenta.

El valor de Y está dado por la ec (2.6). La liga entre la estación base y la zona en estudio se debe hacer tomando en cuenta las condiciones más desfavorables. Para tomar en cuenta la variación de P_a a P_b o sea, lo que que llueve en la estación base a lo que llueve en la zona en estudio, Chow emplea un plano de isovetas de precipitaciones diarias con periodo de retorno de 50 años. En última instancia, se puede hacer la liga con base en alturas de lluvia producto de la tormenta más desfavorable registrada.

2.1.4.- DETERMINACION DEL FACTOR DE REDUCCION DEL PICO, Z.

El factor Z , representado por la ec (2.2), es igual a la relación entre el gasto del pico de un hidrograma unitario debido a una lluvia de duración dada, d , y el escurrimiento de equilibrio, o sea, el escurrimiento de la misma intensidad de lluvia pero de duración infinita.

El valor de Z se puede calcular como una función de la relación entre la duración de la tormenta d y el tiempo de retraso t .

Dicho tiempo t se define como el intervalo de tiempo medio que transcurre entre el centro de masa del hietograma de lluvia

unitario instantáneo, este tiempo de retraso es igual al tiempo de pico del escurrimiento ver fig (4-8).

Debe aclararse que el tiempo de retraso así definido no corresponde exactamente al concepto clásico de tiempo de concentración. Para cuencas de gran tamaño y configuración de drenaje complejo, el escurrimiento de agua originado en la parte más remota de la cuenca, generalmente llegará a la salida demasiado tarde para contribuir al pico del flujo. De acuerdo con esto, el tiempo de retraso generalmente es menor que el tiempo de concentración, para una cuenca grande. Para cuencas pequeñas o cuencas de configuración de drenaje simple, el tiempo de retraso se aproxima mucho al de concentración.

Por otra parte, el tiempo de retraso depende principalmente de la forma del hidrograma y de las características fisiográficas de la cuenca y es independiente de la duración de la lluvia.

Chow encontró en sus estudios que el tiempo de retraso se podía representar como:

$$t_R = 0.00505 (L\sqrt{S})^{0.64} \quad (2.10)$$

En la fig (4.9) se muestra la relación entre las tres variables.

Conocido el valor de t_R de la cuenca en estudio, para cada duración de tormenta se puede calcular Z . La relación d/t_R , con Z obtenida por Chow, se muestra en la fig (4.10)

Teóricamente, de la fig (4.10) se concluye que d no puede ser mayor que $2t$, ya que $Z = 1$ para $d/t = 2$. en este caso, el hidrograma unitario alcanzará y mantendrá un máximo valor.

2.1.5.— PROCEDIMIENTO DE CALCULO

Para aplicar el método de Chow, se requieren los siguientes datos:

A.— Datos fisiográficos: Area de la cuenca por estudiar, longitud del cauce principal, pendiente media del cauce principal (calculada con el criterio de Taylor y Schwarz), tipos de suelo en la cuenca (ver tabla 2.1.), y uso del suelo en la cuenca (ver tabla 4.13).

B.— Datos climatológicos: Curvas intensidad-duración-periodo de retorno para la estación base de la zona en estudio, ver tabla 4.1), forma de ligar la estación base con la cuenca en estudio.

En el subcapítulo 4-A se menciona el procedimiento, para el cálculo de las curvas intensidad-duración-periodo de retorno.

El procedimiento de cálculo para obtener el gasto máximo para un determinado periodo de retorno empleando el método de Chow es el siguiente:

a) Con los datos del tipo y uso del suelo se calcula el valor de N , empleando la tabla (4.13).

b) Se escoge una cierta duración de lluvia, d .

c) De las curvas intensidad-duración-periodo de retorno, con el valor de d asignado en b), y el periodo de retorno escogido, se calcula la intensidad de lluvia para esa tormenta. Multiplicando la intensidad de lluvia por la duración d , se obtiene la precipitación total P_b , en cm.

d) Con el valor de N calculado en a) y el valor de P_b en c), se calcula la lluvia en exceso en la estación base, P_{eb} , empleando la ec (2.9) o la fig (4.6)

e) Con el valor de P_{eb} calculado en el paso anterior y el valor de d escogido en b), se calcula X .

f) Usando la ec (2.6) se calcula Y .

g) Con la longitud y la pendiente del cauce, aplicando la ec (2.10) o la fig (4.9), se calcula el valor de t_R .

h) Se calcula la relación d/t_R y empleando la figura (4.10) se obtiene el valor de Z .

i) Aplicando la ec (2.7) se calcula el gasto.

j) Se repiten del inciso c) al i), para otras duraciones de tormenta d .

k) Si la corriente es perenne, se le agrega al gasto máximo determinado en j), el flujo base Q_b .

2.2.- METODO DE I-PAI-WU.

El método de I-Pai-Wu se basa en el modelo lineal propuesto por Nash para obtener hidrogramas unitarios instantáneos.

El modelo de Nash asimila una cuenca a un sistema de n recipientes lineales iguales, con el mismo coeficiente de almacenaje, K , colocados en serie. Considera que:

a) Para un recipiente lineal, el almacenaje, V , está relacionado con el gasto, Q , mediante la expresión

$$V = KQ \quad (2.11)$$

b) Para una entrada instantánea, el gasto que sale de un recipiente lineal es igual a

$$Q = \frac{2.78 V}{K} \frac{-t/k}{e} \quad (2.12)$$

Para un número n de recipientes lineales en serie con el mismo coeficiente de almacenaje K , de acuerdo con la ec (2.12), el gasto que sale es:

$$Q = \frac{2.78 V}{K} \frac{(t/k)^{n-1}}{\Gamma(n)} \frac{-t/k}{e} \quad (2.13)$$

donde $\Gamma(n)$ es la función gamma.

El hidrograma instantáneo queda así definido por una expresión que contiene un solo término con dos parámetros, n y K , los que determinan la forma del mismo. En las expresiones anteriores, el almacenaje, V , para una cuenca real se expresa como

$$V = P \frac{A}{e} \quad (2.14)$$

2.2.1 FORMULAS BASICAS

De la ec (2.13) si se toma su primera derivada respecto al

tiempo y se iguala a cero, se calcula el tiempo para el cual ocurre el gasto máximo; este se denomina tiempo de pico y está dado por

$$t_p = (n-1) K \quad (2.15)$$

Tomando en cuenta las ecs (2.14) y (2.15), la ec (2.13) puede escribirse:

$$\frac{Q_t}{AP_e} = \frac{2.78 (n-1) R^{n-1} e^{-R}}{\Gamma(n)} \quad (2.16)$$

donde

$$R = \frac{t}{K} = \frac{t}{t_p} (n-1) \quad (2.17)$$

La ec (2.16) es la fórmula general para los hidrogramas instantáneos empleada en este método. El miembro de la derecha de esta ecuación puede escribirse como $f(n, t)$, lo cual significa que es función de n y t .

Si recordamos que para $t = t_p$, $Q = Q_m$, la ec (2.16) puede escribirse, tomando en cuenta lo anterior, como:

$$\frac{Q_m}{AP_e} = 2.78 f(n, t_p) \quad (2.18)$$

donde

$$f(n, t_p) = \frac{(n-1) R^{n-1} e^{-R}}{\Gamma(n)}$$

pero de acuerdo a la ec (2.17)

$$R = \frac{t^p}{t^p} (n-1) = n-1$$

y entonces

$$f(n, t) = \frac{(n-1)^n e^{1-n}}{\Gamma(n)} \quad (2-19)$$

A continuación se resumen las principales características de la función gamma.

a) Propiedades fundamentales de la función Gamma

1.- $\Gamma(n) = (n-1)!$ para $n = 1, 2, 3 \dots$ (entero y positivo)

2.- $\Gamma(n+1) = n \Gamma(n)$ para $n > 0$

3.- $\Gamma(1) = \Gamma(2) = 1$

4.- $\Gamma(1/2) = \sqrt{\pi}$

5.- $\Gamma(-1/2) = -2\sqrt{\pi}$

6.- $\Gamma(3/2) = \frac{\sqrt{\pi}}{2}$

b) Cálculo del valor Γ (Gamma)

Se obtiene el valor de n utilizando la ec (2-24) o la fig (4.11). De la segunda propiedad ref (14) y sustituyendo n para valores $n < 1$ y $n > 2$ se calcula el valor de Γ (gamma), para $n < 2$ el valor de la función gamma se obtiene de la tabla (4.16).

Conocido el valor de la función Gamma, éste se sustituye en la ec 2-19.

En el subcapítulo 4-11 se presenta un ejemplo completo del procedimiento.

Finalmente, de la ec (2-18) se obtiene la expresión para calcular el gasto máximo:

$$Q_m = \frac{2.78 AP^e}{t^p} f(n, t) \quad (2-20)$$

donde $f(n, t)$ esta definida por la ec (2-19), para aplicar la ec (2-20), se necesita conocer, además del área de la cuenca, la lluvia en exceso P , el valor de n y t . Por lo que respecta a P , se puede calcular empleando el criterio propuesto por Chow, usando la ec (2-9) o la fig (4-6). Tanto n como t dependerán de las características de los hidrogramas.

2.2.2.- DETERMINACION DE n -

El valor de n se puede correlacionar con la curva de recesión de los hidrogramas de las cuencas. Por lo tanto, el valor de n se puede determinar de la curva de recesión y, recíprocamente, la curva de recesión puede determinarse del valor de n .

La curva de recesión del hidrograma se inicia desde el punto en que la entrada superficial al cauce cesa y el flujo se deriva totalmente del agua almacenada en el mismo. Si se considera una relación respecto al gasto que sale, la curva de recesión puede dibujarse como una línea recta en un papel semilogarítmico.

El coeficiente de almacenaje K_1 puede determinarse como

$$K_1 = \frac{t_1 - t_0}{\frac{Q_0}{Q_1} \ln \frac{Q_0}{Q_1}} \quad (2.21)$$

La curva de recesión de un hidrograma adimensional puede expresarse como

$$\frac{K_1}{t_1^p} = \frac{t_0^p}{\frac{Q_0}{Q_1} \ln \frac{Q_0}{Q_1}} \quad (2.22)$$

Tomando en cuenta la expresión que define el gasto para cualquier tiempo, ec (2.16) y combinándola con la ecuación anterior, se obtiene

$$\frac{K_1}{t_1^p} = \frac{1}{n-1} \frac{\log \frac{t_0}{t_1}}{\log \frac{Q_0}{Q_1}} \quad (2.23)$$

La ec (2.23) puede usarse para calcular el valor de n . Efectuando una solución gráfica de la ecuación anterior, como se muestra en la fig (4.11), se elimina la necesidad de conocer los gastos Q_0 y Q_1 en los tiempos t_0 y t_1 , respectivamente. En otras

palabras, conociendo K/t se podrá encontrar n , usando la gráfica de la fig (4-11). De dicha figura, se observa que I-Pai-Wu encontró, para su zona de estudio, aproximadamente $K/t = 4/n$ de donde

$$n = 4 \frac{t}{K} \quad (2.24)$$

2.2.3.- DETERMINACION DE K Y t

Ambas variables son función directa de la forma de los hidrogramas de una cuenca, y a su vez, el hidrograma representa las características intrínsecas de la misma, se puede pensar en relacionar estos valores con dichas características.

I-Pai-Wu hizo una serie de correlaciones tratando de ver cuáles eran los parámetros de la cuenca que más influían en la variación de K y t , y llegó a la conclusión de que solo era necesario incluir el área de la cuenca A , y de la longitud y la pendiente del cauce principal L y S , respectivamente. Encontró que

$$t = 4,660 A^{1.085} L^{-1.233} S^{-0.668} \quad (2.25)$$

$$K = 19,300 A^{0.937} L^{-1.474} S^{-1.473} \quad (2.26)$$

Donde S se puede calcular por tramos, aplicando la fórmula de Taylor-Shwartz

$$S = \left[\frac{m}{\frac{1}{\sqrt{S_1}} + \frac{1}{\sqrt{S_2}} + \dots + \frac{1}{\sqrt{S_m}}} \right]^2 \quad (2.27)$$

La fórmula anterior se recomienda utilizarla, debido a que la pendiente calculada con este criterio tiene una relación más directa con el tiempo de traslado del agua por el cauce.

2.2.4.- HIDROGRAMA INSTANTANEO ADIMENSIONAL

El hidrograma instantáneo adimensional se define como una gráfica cuya ordenada es Q/Q_m y cuya abscisa es t/t_p . Tomando en cuenta las ecs (2.16) y (2.18) se llega a

$$\frac{Q}{Q_m} = \left(\frac{t}{t_p} \right)^{n-1} \left[e^{-(n-1) \left(\frac{t}{t_p} - 1 \right)} \right] \quad (2.28)$$

que relaciona a Q/Q_m con t/t_p para cualquier valor de n . Esta ecuación se encuentra resuelta en forma de gráfica para diferentes valores de n en la fig. (4.12).

2.2.5.- PROCEDIMIENTO DE CALCULO

Si se analiza la expresión que proporciona el gasto máximo, ec (2.20), se ve que este es directamente proporcional a P_e , e independiente de la duración de la tormenta, d , la cual está implícita en P_e . Por lo tanto, se requiere conocer la duración más desfavorable; esta última, según I-Pai-Wu, se aproxima al valor del tiempo de pico.

Para aplicar el método de I-Pai-Wu se requieren los datos siguientes

A.- Datos fisiográficos

Area de la cuenca por estudiar, longitud del cauce principal, pendiente media del cauce principal, tipos de suelo en la cuenca. (ver tabla 2-1) y uso del suelo en la cuenca (ver tabla 4-13).

B.- Datos climatológicos.

Curvas de intensidad-duración-frecuencia de la zona en estudio y liga entre la estación base y la cuenca en estudio.

El procedimiento de cálculo es el siguiente:

a) Con el tipo y uso del suelo, se calcula el valor de N, empleando la tabla (4-13).

b) Se escoge la duración de la tormenta más desfavorable, d .

c) De las curvas de intensidad-duración-frecuencia, con la duración escogida en el paso anterior y la frecuencia con que se desea calcular el gasto máximo, se determinará la intensidad de lluvia. Multiplicando la intensidad de lluvia por su duración correspondiente, se obtiene la precipitación total, P_b , en cm.

d) Con el valor de N calculado en a), y el valor de P_b del inciso anterior, se calcula la lluvia en exceso, P_{eb} , empleando la ec (2-9) o la fig. (4-6).

e) Si la estación base no está en la cuenca en estudio, se deberá transportar la tormenta en forma similar a como se efectúa en el método de Chow al emplear el coeficiente Y. Así, se obtiene

$$P_e = P_{eb} \frac{P}{P_b}$$

f) Con las características de la cuenca se calculan K y t , empleando las ecs (2-25) y (2-26).

- g) Con K/t y usando la fig (4.11). se calcula n .
- h) Conocida n . se calcula $f(n, t)$ con la ec (2-19).
- i) Se deduce el gasto máximo a partir de la ec (2-20)
- j) Con Q , t y n se obtiene el hidrograma correspondiente empleando los hidrogramas instantáneos adimensionales en la gráfica de la fig (4.12).

2-2.6.- NOMENCLATURA EMPLEADA PARA LOS METODOS DE CHOW Y I-PAI-WU

A	área de la cuenca, en km ²
d	duración total de la tormenta, en h
e	base de los logaritmos naturales
K	coeficiente de almacenaje de un recipiente lineal, en h
K	coeficiente de almacenaje de una cuenca, en h
l	longitud del cauce principal, en m
L	longitud del cauce principal, en m
m	número de tramos de igual longitud
n	número de recipientes lineales; argumento de la función gamma
N	número de escurrimiento
P	lluvia en la zona en estudio para una duración dada de d horas, en cm
P	lluvia en la estación base para una duración dada de d horas, en cm
P _b	lluvia en exceso en la zona de estudio para una duración dada de d horas, en cm
P _c	lluvia en exceso en la estación base para una duración dada de d horas, en cm
P _{eb}	lluvia en exceso en la estación base para una duración dada de d horas, en cm
Q	gasto cualquiera del hidrograma, en m ³ /seg
Q _o	gasto sobre la curva de recesión en el tiempo t _o , en m ³ /seg
Q _o	gasto base en m ³ /seg
Q _b	gasto de diseño, en m ³ /seg
Q _d	gasto del pico del hidrograma del escurrimiento directo, en m ³ /seg
Q _m	gasto sobre la curva de recesión en el tiempo t ₁ , en m ³ /seg
Q ₁	gasto sobre la curva de recesión en el tiempo t ₁ , en m ³ /seg
q	gasto del pico del hidrograma unitario, en m ³ /seg
q _m	por cm de escurrimiento directo, para una duración de d horas de lluvia en exceso
S	pendiente media del cauce, en porcentaje
S	pendiente del tramo m
t	tiempo en el que ocurre el gasto Q, en h
t	tiempo de retraso, en h
R	

t tiempo de pico, en h
P
V almacenaje: volumen total de escurrimiento, en m³
X factor de escurrimiento, en cm³/h
Y factor climático
Z factor de reducción del pico
Γ(n) función gamma con argumento n

2.3.- SOIL CONSERVATION SERVICE (SCS)

Este método fue desarrollado en el año de 1975, y sirve para determinar el gasto máximo de pico producido por una lluvia efectiva con duración de 24 h.

El método es gráfico y fue desarrollado para cuencas homogéneas, en donde el uso y tipo del suelo se pueden representar por un simple parámetro llamado número de escurrimiento N. En la fig (4.6) se muestra la representación gráfica de este número, del análisis de esta figura se puede concluir que dicho número puede considerarse como una tercera variable que interviene en el proceso de lluvia-escurrimiento.

La gráfica propuesta por el SCS para calcular el gasto máximo, ver fig (4.13), es aplicable únicamente cuando se desea conocer este para una duración de la lluvia de 24 h. Para usar la fig (4.13), sólo se necesita estimar el tiempo de concentración de la cuenca en horas, con el cual se entra a la figura para encontrar el valor del gasto máximo en metros cúbicos por segundo, por kilómetro cuadrado de área de cuenca, por centímetro de lluvia efectiva durante un periodo de 24 h. La lluvia efectiva se calcula con la fig (4.6) en función de la lluvia total y del número de escurrimiento N.

El procedimiento para aplicar este criterio a una cuenca natural consiste en lo siguiente:

- 1.- Se calcula el número de escurrimiento en función del tipo y uso del suelo, ver tablas (2-1) y (4-13). Si se tienen varios tipos de superficie, la N se obtiene como un promedio pesado.
- 2.- Se corrige el número de escurrimiento por lluvia antecedente con ayuda de la tablas (4-15) y (2-2).
- 3.- Se calcula la lluvia efectiva utilizando la fig (4-6), para ello se necesita la lluvia de diseño que tiene una duración de 24 h y el número de escurrimiento calculado.
- 4.- Se calcula el tiempo de concentración, se utiliza la fórmula de Kirpich, y se entra con este valor a la fig (4-13) y se obtiene el gasto de pico en $\frac{m^3}{seg/km^2/cm}$ de lluvia efectiva.
- 5.- Se multiplica el valor del paso anterior por el área de la cuenca y la lluvia efectiva, y se obtiene el gasto de pico en $\frac{m^3}{seg}$.

Si la cuenca esta parcialmente urbanizada se debe utilizar un número N corregido, esto se hace auxiliandose de la fig (4-14). Para esta condición se procede de la siguiente manera:

- 1.- Se calcula el porcentaje de área impermeable con respecto al área total de la cuenca.
- 2.- Se calcula el número de escurrimiento como se señalo

anteriormente, es decir, se considera que en toda el área de la cuenca no hay superficies impermeables.

3.- Con el porcentaje del área impermeable y el número N calculado sin considerar efectos de la urbanización, se entra a la fig (4.14) y se obtiene el N corregido de urbanización.

4.- Se repite lo indicado para una cuenca natural.

Este método presenta la ventaja de que se puede predecir la evolución del escurrimiento conforme aumenta la urbanización dentro de la cuenca.

3.- AVENIDAS DE DISEÑO PARA CUENCAS URBANAS

Las características físicas de una cuenca urbana, se ven modificadas frecuentemente debido al desarrollo urbano que se presenta en las ciudades. esto es, al construir estacionamientos, calles, edificios, etc., se crean zonas impermeables, lo cual modifica las condiciones de escurrimiento en estas zonas. En este capítulo se tratará lo referente al escurrimiento producido por la lluvia en las cuencas urbanas.

Los métodos que se usan para estimar el escurrimiento en cuencas urbanas pueden clasificarse como macroscópicos y de simulación continua.

En los macroscópicos quedan incluidas las fórmulas empíricas. Estos métodos se caracterizan por considerar a la cuenca de drenaje como una unidad sencilla; la estimación del escurrimiento, la mayor parte de las veces, es para la salida de la cuenca y se supone que la lluvia esta uniformemente distribuida sobre toda ella.

Los microscópicos se caracterizan por la precisión con que deben cuantificarse todos los fenómenos físicos que se presentan desde que se tiene la lluvia, como señal de entrada, hasta el escurrimiento producido por ella, que será la señal de salida.

Los resultados obtenidos con estos métodos están afectados por la aproximación que se tenga en el cálculo de las pérdidas y del grado de validez que tengan las suposiciones realizadas. Un ejemplo de estos criterios es el método de Chicago (ref 7),

originalmente llamado método del hidrograma de Tholin. En sus inicios, estos procedimientos se hacían únicamente con tormentas individuales y actualmente con la ayuda de la computadora se hace una simulación continua, usando varias tormentas.

En los métodos de simulación continua los sistemas hidrologicos se simulan con modelos físicos, analógicos o digitales. Por ejemplo el método de Stanford, de I PRL, etc.

Para estudios en cuencas pequeñas y diseños de sistemas de drenaje pluvial, los digitales son ampliamente usados, un ejemplo de estos criterios es el modelo de Stanford.

Antes de describir cada uno de los métodos que se presentan en este capítulo, es recomendable señalar de manera general los requerimientos que debe tener un modelo que trate de simular el escurrimiento urbano.

Primeramente se puede esperar que un modelo que simula un proceso en forma individual debe ser más exacto que otro que una varias condiciones hidrologicas, presentadas, generalmente, en forma de coeficiente de escurrimiento. La condición principal en una cuenca urbana está conformada por la intercepción de lluvia, la infiltración (en superficies permeables), el almacenamiento en depresiones y el flujo tanto superficial como el que se tiene en cunetas y alcantarillas.

El contenido de humedad que se tiene en algunas partes de la cuenca, tiene influencia principalmente en los parámetros de infiltración; por ello el modelo "ideal" necesita incluir (además

de lo mencionado), el flujo de agua subterránea y la evapotranspiración.

Algunos de estos procesos son más importantes que otros, en cuanto a su influencia en la forma y tamaño del hidrograma, por lo que se tiene que definir previamente un criterio de cuales son las características más importantes que se deben tomar en cuenta. Para ejemplificar lo anterior, si el volumen de escurrimiento es lo que más importa, entonces se tiene que tomar en forma más precisa la infiltración y el almacenamiento en depresiones, que el flujo tanto superficial como en calles y tuberías. Si lo que importa es sólo el gasto máximo, la infiltración juega un papel menos importante.

De todo lo anterior se puede concluir que entre mayor sea el número de variables o parámetros que se incluyan, más complejo será el modelo y, por lo tanto, su uso se verá más restringido.

3.1.— FORMULA RACIONAL

Es uno de los métodos más antiguos, aparece en la literatura americana en 1839 y en Inglaterra a esta fórmula se le conoce con el nombre de Lloyd-Davis (1909), aunque debido sobre todo a su sencillez, es todavía uno de los más utilizados.

El método parte de aplicar el concepto de uniformidad, es decir, la intensidad de la lluvia es uniforme sobre toda la cuenca y produce un escurrimiento que es máximo cuando todas las partes de la cuenca están contribuyendo en la salida de la misma. Además, la lluvia se mantiene durante un cierto tiempo, el cual,

generalmente, es igual al tiempo de concentración. Este tiempo se define como el tiempo que tarda en recorrer el agua desde el punto más alejado de la cuenca hasta la salida. El gasto máximo de pico se calcula con la siguiente ecuación

$$Q_p = 0.278 C i A \quad (3.1)$$

donde

Q_p gasto de pico, en m^3/seg

C coeficiente de escurrimiento (ver tabla 4.8)

i intensidad media de la lluvia calculada para una duración igual al tiempo de concentración de la cuenca, en mm/h. Su valor se obtiene con ayuda de las curvas intensidad-duración-periodo de retorno.

A área de la cuenca, en km^2

El tiempo de concentración se calcula mediante la siguiente expresión:

$$t_c = t_{cs} + t_t \quad (3.2)$$

donde

T_c tiempo total de concentración, en h

t_{cs} tiempo de concentración sobre la superficie, en h

t_t tiempo de traslado a través de los colectores, en h

Para conocer t_{cs} en h. se puede utilizar la fórmula propuesta por Kirpich.

$$t_{cs} = 0.0003245 \left[\frac{L}{\sqrt{S}} \right]^{0.77} \quad (3.3)$$

Donde L es la longitud del cauce principal, en m; S, la pendiente del cauce principal.

Algunos autores proponen otras fórmulas para calcular el tiempo de concentración a través de la superficie; sin embargo, la ec (3.3) es la más utilizada en México y por ello se recomienda su uso, a menos que existan razones especiales para utilizar otras. Para calcular la pendiente media del cauce principal existen también varios criterios ref (3). La selección del más adecuado depende de la precisión con que se obtuvieron los datos para dibujar el perfil del cauce principal. Se recomienda su cálculo con el criterio de Taylor-Shwarz.

Para determinar el tiempo de traslado en los colectores se utiliza la fórmula de Manning.

$$V = \frac{1}{n} R^{2/3} S^{1/2} \quad (3.4)$$

donde

V es la velocidad media de traslado, en m/seg

n coeficiente de rugosidad de Manning

R radio hidráulico, en m

S pendiente del tramo

El tiempo de traslado resulta entonces ser igual a:

$$t = 1/V \quad (3.5)$$

donde l es la longitud del tramo considerado, en m.

De acuerdo con Krimgold (ref 13), en la fórmula racional se encuentran involucradas las siguientes suposiciones.

1.- El escurrimiento producido por cualquier intensidad de lluvia es máximo cuando esta intensidad tiene asociada una duración mayor que el tiempo de concentración.

2.- Se supone que existe una relación lineal entre el gasto y la intensidad de lluvia.

3.- El periodo de retorno del gasto de pico es el mismo que tiene asignado la intensidad de lluvia.

4.- La relación que existe entre el gasto y el área de la cuenca, es la misma que guarda la duración con la intensidad de lluvia.

5.- El coeficiente de escurrimiento es el mismo para tormentas que tienen diferentes periodos de retorno.

6.- El coeficiente de escurrimiento es el mismo para todas las tormentas que caen sobre la cuenca de captación.

La ecuación ha sido aplicada generalmente para el diseño de sistemas de drenaje de áreas urbanas y aeropuertos; sin embargo la exactitud y cumplimiento de las suposiciones mencionadas para otro tipo de cuencas han sido fuertemente rebatidas, es más, la mayor parte de los hidrólogos ha destacado el hecho de lo inadecuado que es la aplicación de dicha fórmula. Este método también se puede utilizar en cuencas naturales, sin embargo hay

que tener cuidado en la selección adecuada del valor del coeficiente C, ya que los valores que aparecen en la literatura especializada deben tomarse como aproximados, ya que cada cuenca tiene sus propias características.

3.2.- METODO GRAFICO ALEMAN.

Este método fué de los primeros que se desarrollaron para calcular las avenidas de diseño para colectores y sigue siendo hasta la fecha bastante utilizado, se basa en la fórmula racional. Su aplicación se resume en los siguientes pasos:

1.- Se divide la cuenca, en subcuencas asociadas a cada tramo de la red de drenaje.

2.- Se calcula para cada área de las subcuencas el tiempo de concentración que les corresponde, utilizando la ec (3.2).

3.- Se calcula el tiempo de concentración asociado a la cuenca, t_{ca} ; se considera que la lluvia de diseño tiene su duración igual a dicho tiempo, es decir, se cumple que

$$d_{ll} = t_{ca}$$

donde

d_{ll} duración de la lluvia de diseño

t_{ca} tiempo de concentración asociado a la cuenca

4.- Se selecciona el periodo de retorno T_r , que va asociado a la lluvia de diseño. El valor del periodo de retorno es función

del tipo de obra; así, por ejemplo, para el drenaje de aguas pluviales, el T varía entre 2 y 10 años, para el drenaje de aeropuertos es igual a 5 años y en el drenaje por medio de cunetas varía entre 5 y 50 años. Los valores señalados están tomados de la ref (13).

5.- Se calcula la intensidad de lluvia, para la duración obtenida en el paso 3 y el periodo de retorno seleccionado en 4. con ayuda de las curvas de intensidad de lluvia-duración-periodo de retorno. Si en lugar de intensidades se tienen precipitaciones, se obtiene la altura de precipitación P y se divide entre la duración, para obtener el valor de la intensidad.

6.- Con la fórmula racional se estima el escurrimiento máximo para cada una de las subcuencas, se considera que la intensidad de lluvia, calculada en el paso 5, es uniforme sobre toda la cuenca y la única variable que cambia es el área y si es el caso, el coeficiente de escurrimiento.

7.- Se construyen los hidrogramas de escurrimiento de cada subcuenca. Para ello se supone que el gasto máximo Q de la subcuenca en estudio, se alcanza linealmente en un tiempo igual a la concentración de la subcuenca; a partir de ese tiempo, el gasto se mantiene hasta un tiempo igual al de la duración total de la lluvia (t_{11}) y por último, la recesión también se realiza en un tiempo igual al de concentración. Lo mencionado se muestra en la fig (3-1)

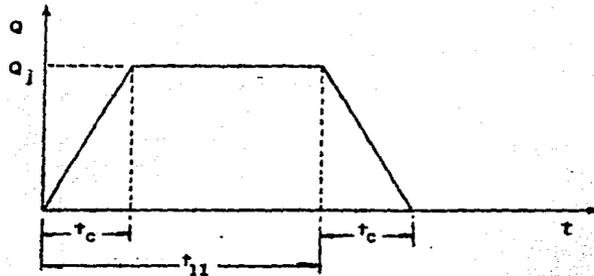


FIGURA 3.1 HIDROGRAMAS DE ESCURRIMIENTO

3.- Se calcula el hidrograma de escurrimiento total, de la siguiente manera:

- a) El análisis se inicia a partir de la primera subcuenca (aguas abajo), en la cual está ubicada la salida general de la cuenca, y se prosigue hacia aguas arriba.
- b) Si los colectores son concurrentes, se supone que empiezan a contribuir simultáneamente; el hidrograma total provocado se obtiene sumando los hidrogramas producidos por cada uno de ellos. En la fig (3.2) se muestra este proceso en forma de gráfica.

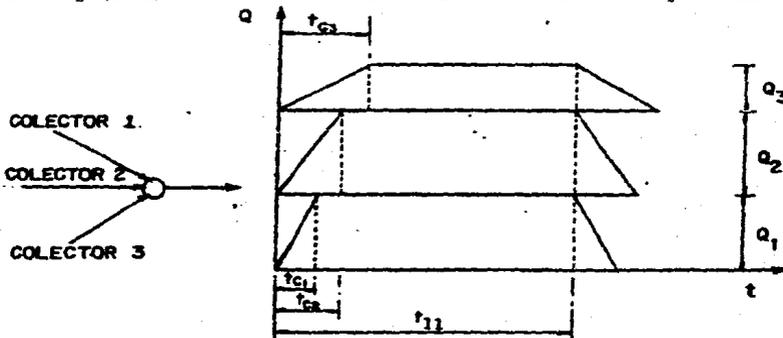


FIGURA 3.2 PROCEDIMIENTO PARA SUMAR HIDROGRAMAS DE COLECTORES CONCURRENTES

c) Si los colectores son consecutivos, se considera que el colector de la subcuenca aguas arriba empieza a aportar agua cuando el de la subcuenca aguas abajo haya llegado a su tiempo de concentración; es decir, el hidrograma de la subcuenca aguas arriba se suma a partir de que termina el ascenso del hidrograma de la subcuenca aguas abajo. En la fig (3.3), se muestra este proceso de manera esquemática.

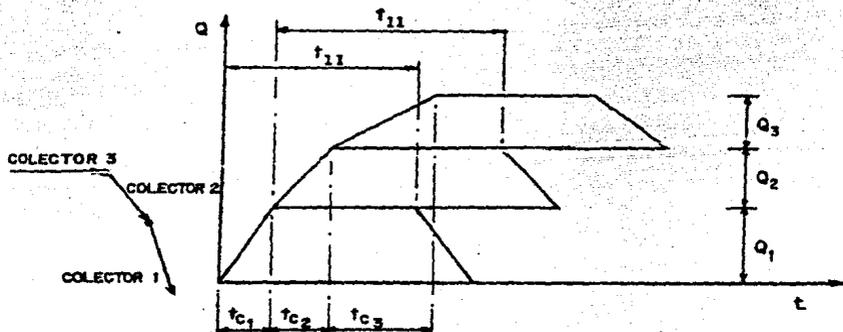


FIGURA 3.3 PROCEDIMIENTO PARA SUMAR HIDROGRAMAS DE COLECTORES CONSECUTIVOS

El tiempo de concentración se calcula con la ecuación (3-2), pero el tiempo de traslado t , definido en la ec (3-5), se calcula para cada tramo.

Al sumar todos los hidrogramas, considerando las condiciones mencionadas anteriormente, se calcula el gasto máximo en el punto de salida de la cuenca. Aún cuando el método gráfico alemán fue diseñado para áreas urbanas pequeñas, los conceptos pueden extenderse a una cuenca natural, teniendo cuidado en la selección

de las corrientes que la forman y de las áreas tributarias de cada una de ellas.

3.3.- ROAD RESEARCH LABORATORY HYDROGRAPH METHOD (RRL).

El modelo descrito a continuación se desarrolla en Inglaterra, y fue el resultado de un programa de investigación del BRITISH ROAD RESEARCH LABORATORY, dado a conocer por Watkins. Este método es un modelo conceptualmente más sencillo comparado con otros modelos matemáticos. Generalmente se usa como herramienta de diseño en Inglaterra.

El método considera que, en una zona urbanizada, el gasto de diseño depende solamente de las superficies impermeables conectadas al sistema de drenaje, no toma en cuenta las superficies permeables ni las impermeables que no están conectadas con el sistema. El método, a grandes rasgos consta de las siguientes partes.

1.- Se obtienen los datos físicos de la cuenca y se elabora un plano de ella, en el cual se muestre el sistema de alcantarillado y las superficies impermeables conectadas a él.

2.- Se calculan los tiempos de traslado desde diversos puntos de la cuenca hasta el punto de interés, y se construye un plano de isócronas (curvas de igual tiempo de traslado).

3.- Se calcula el hidrograma virtual de entradas al sistema de alcantarillado.

4.- Se calcula la regulación del hidrograma virtual de

entrada, debida al almacenamiento en el sistema de alcantarillado.

A continuación se desarrollan más ampliamente estos puntos.

1.- Características físicas y plano de la cuenca

En un plano base, se delimita la cuenca de aportación de superficies impermeables, anotando la longitud, pendiente y rugosidad estimada, para cada subcuenca conectada a un punto de ingreso al sistema de alcantarillado.

En cuanto al sistema de alcantarillado se anota la longitud, diámetro, pendiente y coeficiente de rugosidad de cada tramo.

2.- Tiempo de traslado

El tiempo de traslado se calcula como

$$t = t_t + t_{ts} + t_{ta} \quad (3.6)$$

donde

t tiempo de traslado total
 t_t tiempo de traslado sobre la superficie
 t_{ts} tiempo de traslado a través de alcantarillas
 t_{ta}

Para las superficies conectadas con el alcantarillado el t_{ts} se calcula con la siguiente fórmula empírica propuesta por Hicks

$$t_{ts} = \frac{k l^a}{b c i^c s} \quad (3.7)$$

donde

- t tiempo de traslado sobre la superficie, en min.
l longitud de la superficie, en m.
s pendiente media de la superficie, en porcentaje.
i intensidad de la lluvia, en mm/h.
k, a, b, c coeficientes que se obtienen de la tabla (3.2) en función del tipo de superficie que se tenga.

TABLA 3.2

=====

VALOR DE LOS COEFICIENTES k, a, b, y c				
Tipo de Superficie =====	k ===	a ===	b ===	c ===
Pavimento asfáltico liso	15.13	0.323	0.640	0.448
Pavimento asfáltico rugoso	31.74	0.373	0.684	0.336
Pastos recortados	168.60	0.298	0.785	0.307

La calibración de la ec. (3.7) se hizo en elementos cuyas longitudes variaron entre 3 y 31 m, con pendientes del 0.0% al 7%, e intensidad de la lluvia entre 12.7 y 177 mm/h. Para aplicaciones de esta ecuación fuera de los rangos mencionados se recomienda realizar mediciones de campo.

Para el tiempo de traslado en el alcantarillado se utilizan las ecuaciones (3.4) y (3.5).

Una vez calculados los tiempos de traslado correspondientes a cada elemento se anotan en el plano, y se dibujan las curvas isoócronas, ver fig (3.4-a)

Se recomienda construir el plano con 3 o 6 isócronas, para elementos de tiempo Δt constante.

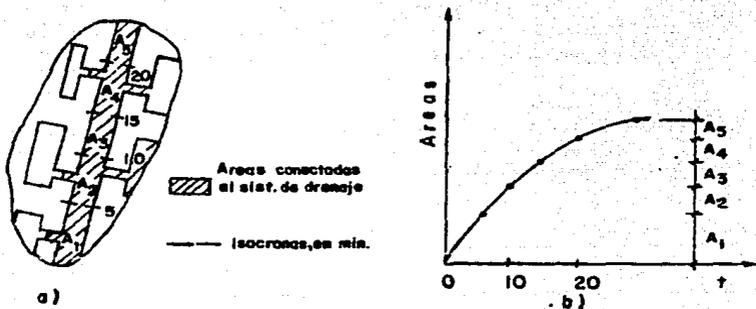


FIGURA 3.4 ELEMENTOS QUE INTERVIENEN PARA OBTENER LA CURVA AREAS VS TIEMPO

3.- Hidrograma virtual de entrada

El hidrograma virtual de entrada se calcula mediante los siguientes pasos

a) Se calculan las áreas entre isócronas y se designan como A_1, A_2, \dots, A_n , de tal manera que A_1 es el área comprendida entre la isócrona más cercana al punto de interés y el propio punto; A_2 el área comprendida entre la isócrona anterior y la que sigue, etc., y posteriormente se grafican estos valores, ver fig (3.4.a).

b) Se construye un hidrograma de precipitación para un intervalo de tiempo Δt igual al de la separación entre

isócronas. Los valores de precipitación se designan como P_1, P_2, \dots, P_n , donde los índices corresponden a los tiempos.

c) Se calculan las ordenadas del hidrograma virtual de entrada con las siguientes ecuaciones:

$$\begin{aligned}
 q_1 &= 0 \\
 q_2 &= A_1 P_1 \\
 q_3 &= A_1 P_2 + A_2 P_1 \\
 q_4 &= A_1 P_3 + A_2 P_2 + A_3 P_1 \\
 &\dots \\
 &\dots \\
 q_n &= A_1 P_{j-1} + A_2 P_{j-2} + \dots + A_{j-1} P_1
 \end{aligned}
 \tag{3.8}$$

Las ordenadas del hidrograma virtual de entrada, dado por las ecs (3.8), están separadas entre sí, un intervalo Δt . Los valores de A_1, A_2, \dots, A_{j-1} se obtienen con ayuda de la fig (3.4.b).

4.- Regulación en el alcantarillado

La regulación del hidrograma virtual de entrada en el alcantarillado se calcula de la siguiente forma:

Se efectúan cálculos previos para definir la relación almacenamiento-descarga que, junto con la ecuación de continuidad, permitirá calcular el tránsito de cualquier hidrograma virtual de entrada por el almacenamiento secundario,

ver fig (3.5-b).

Para determinar la curva que relaciona a cada posible gasto de descarga Q con el almacenamiento V en el alcantarillado, se supone que el régimen es uniforme, y para ello se seleccionan varios gastos de descarga (un número adecuado es, por ejemplo, 4) para condiciones que van desde que el tramo conectado al punto de estudio está prácticamente vacío, hasta que está completamente lleno.

Un procedimiento para obtener la curva $Q - V$ consiste en tomar valores para el tirante en función del diámetro considerando que en cada tramo del sistema se debe conservar la misma relación tirante contra diámetro, por ejemplo:

$$\frac{Y_i}{D_i} = \frac{1}{4}, \quad \frac{Y_i}{D_i} = \frac{1}{2}, \quad \dots, \quad \frac{Y_i}{D_i} = 1$$

Donde Y_i y D_i significan el tirante y diámetro en el tramo i . Escogida la relación Y_i/D_i se calcula el área de la sección que ocupa el valor de Y_i , para hacer estos puede utilizarse el apéndice D del libro de V.T. Chow (ref 16), y el volumen se obtiene al multiplicar cada área por la longitud del tramo i ; por último se suman los volúmenes de todos los tramos y se obtiene el valor de V . El valor de Q se calcula a partir de la ecuación de continuidad $Q = VA$; A es el área que ocupa el tirante de agua en la descarga (último tramo del sistema) y para calcularla se utiliza la relación Y/D escogida para obtener el valor de V : V es la velocidad media del flujo y su valor se obtiene con la ecuación de Manning ($V = 1/n R^{2/3} S^{1/2}$). Se dibujan

los valores de Q contra ψ y se obtiene la curva mostrada en la fig (3.5.b).

Si se dispone de datos medidos: es preferible obtener la curva de Q contra ψ , a partir de las curvas de recesión de los hidrogramas, para ello se procede de la siguiente manera:

a) En cada hidrograma se ubica el gasto para el cual se inicia la curva de recesión. Este punto indica que la lluvia ya no tiene influencia en el escurrimiento.

b) El área bajo la curva de recesión es igual al volumen de almacenamiento que se tiene en la cuenca en ese momento, y corresponde al gasto definido en a).

c) A partir del punto donde se inicia la recesión se toma otro punto, diferente al indicado en a) y se vuelve a calcular el área bajo la curva y se obtiene otro volumen de almacenamiento y su gasto correspondiente, ver la fig (3.5-a).

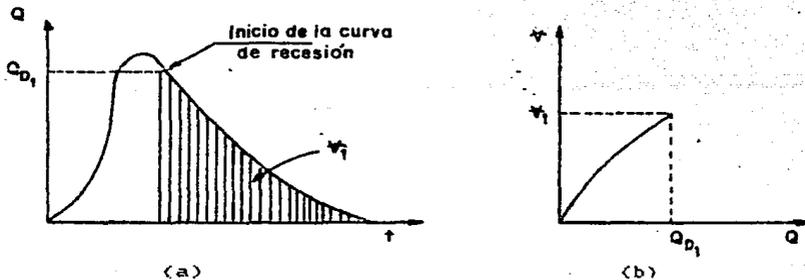


FIGURA 3.5 PROCEDIMIENTO PARA OBTENER LA CURVA GASTO DE DESCARGA CONTRA VOLUMENES DE ALMACENAMIENTO

d) Se repite el paso c) tantas veces como sea necesario.

e) Se dibujan las parejas de valores obtenidos y se unen, formando con ello la curva gasto de descarga-volumen de almacenamiento, ver fig (3.5.b).

Si se cuenta con varios hidrogramas se puede definir la curva de una manera más precisa.

B) Se hace el tránsito del hidrograma virtual de entrada.

La fig (3.6) muestra las curvas $O Q_1 Q_2$ que representa un tramo del hidrograma virtual de entrada, y $O S_1 S_2$ que representa un tramo del hidrograma de salidas por el punto de interés.

Expresando la ecuación de continuidad en incrementos finitos, se tiene que

$$\frac{\Delta t}{2} (Q_1 + Q_2) = \frac{\Delta t}{2} (S_1 + S_2) + v_2 - v_1 \quad (3.9)$$

donde v_1 y v_2 son los volúmenes almacenados en los tiempos 1 y 2 respectivamente.

Agrupando convenientemente los términos de la ec (3.9), puede escribirse:

$$\frac{\Delta t}{2} (Q_1 + Q_2 - S_1) + v_1 = \frac{\Delta t}{2} S_2 + v_2 \quad (3.10)$$

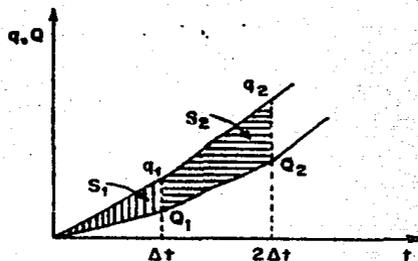


FIGURA 3-6 TECNICA PARA EXPLICAR EL TRANSITO DEL HIDROGRAMA VIRTUAL DE ENTRADA

Conocido el valor del lado izquierdo de la ec (3-10) y asignandole un valor k , la ecuación puede resolverse por tanteos encontrando una pareja de valores S y ψ en la curva de gastos de descarga contra volúmenes almacenados definida en el paso 1, que cumplan con la igualdad:

$$k = \frac{\Delta t}{2} S_2 + \frac{\psi}{2} \quad (3.11)$$

Para que el miembro izquierdo de la ec (3-10) sea siempre conocido, el problema se resuelve por pasos, de tal manera que en el primer paso S_0 y ψ_0 valen cero por lo que S_1 y ψ_1 pueden ser calculados. Para el segundo paso se utilizan los valores calculados en el primero, y así sucesivamente.

3.4.- METODO DE CLARK-MILLER

Los investigadores Miller y Clark desarrollaron un procedimiento basado en las fórmulas y experiencias de Snyder, el

método propuesto es práctico y su aplicación se resume a los siguientes pasos.

1.- En concordancia con las características de la cuenca bajo estudio, buscar una o varias más que tengan semejanza con ella y posean registros simultáneos de lluvia y escurrimiento.

2.- Hallar los hidrogramas unitarios de esas cuencas similares, calculadas para la misma duración efectiva de la lluvia.

3.- Transformar los hidrogramas unitarios anteriores a expresiones gráficas adimensionales de la siguiente forma: las ordenadas correspondientes a los gastos del hidrograma unitario, q , van multiplicadas por un factor α dado por la siguiente expresión

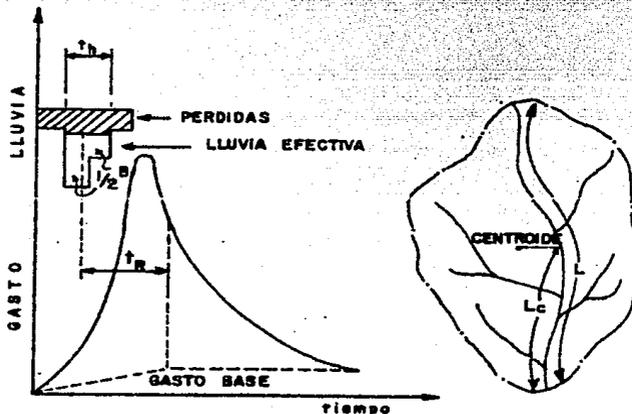
$$\alpha = \frac{t_R + 0.5 t_h}{V} \quad (3-12)$$

donde t_R es el tiempo de retraso, el cual se define como el intervalo de tiempo que transcurre entre el centroide del hidrograma de lluvia en exceso al tiempo de pico del hidrograma.

En el inciso siete de este mismo subcapítulo se da la ecuación con la cual se calcula el t_R ; t_h es la duración efectiva de la lluvia; V el volumen total escurrido del hidrograma unitario, es decir, el valor de V , será igual al área de la cuenca por 1 mm. Las abscisas corresponden a un porcentaje de tiempo que se calcula con la siguiente expresión:

$$\% t = \frac{t}{t_R + 0.5 t_h} \cdot 100 \quad (3-13)$$

donde t es el tiempo que le corresponde a la ordenada del hidrograma unitario. En la fig (3-7) se ilustra la definición de t_R y t_h .



(a) Valores de t_R y t_h

b) Valores de L y L_c

FIGURA 3-7 METODO DE CLARK-MILLER DEFINICION DE TERMINOS

4.- Los hidrogramas adimensionales se dibujan sobre el papel semilogarítmico, para que la curva de recesión de ellos resulte una línea recta; nótese que esto corresponde a la duración efectiva de la lluvia t_h que tiene asignado el hidrograma unitario.

5.- A continuación se calcula un hidrograma unitario adimensional promedio de todos los hidrogramas adimensionales

calculados, entendiéndose por esto un promedio no aritmético, sino gráfico, es decir, se hace el promedio de los gastos de pico, de los tiempos base y de los de pico y se dibuja el adimensional promedio siguiendo la forma de los otros.

6.- Para cada cuenca semejante que disponga de registros, se mide en el plano de la cuenca el valor de L y de L_c (ver fig. 3.7) y se calcula su pendiente S del cauce principal, se recomienda utilizar el criterio de Taylor-Shwarz. A partir de los datos de lluvia y escurrimiento, se calculan los valores de t_R.

7.- En papel logarítmico, se representa el valor de t_R de cada cuenca, contra el valor de L L_c / √S. La curva resultante tiende a ser una línea recta, ya que Miller y Clark usan una variación de la fórmula de Snyder es decir, ellos consideran que:

$$t_{R} = C_{t} \left[\frac{L L_{c}}{\sqrt{S}} \right]^{m} \quad (3.14)$$

donde L longitud total del cauce principal, en km
L longitud de la corriente principal en km, medida desde el punto más cercano al centroide de la cuenca hasta la salida de esta
C_t coeficiente que depende de las características de la cuenca, especialmente de su pendiente y almacenamiento, este coeficiente varía entre 1.35 y 1.65
m exponente, es un valor dependiente también de las características de la cuenca y en promedio su valor es igual a 0.3

Por tanto, la ordenada de origen será C y la pendiente de la recta será el valor de m . Es aconsejable definir esta recta al menos con tres puntos.

8.- Para una cuenca sin registros y en la que se desea conocer su hidrograma unitario, se determina el valor de $L L_c / \sqrt{S}$ y se calcula su t_c con la ec (3.14), o bien con la recta obtenida en papel logarítmico. Se considera que para esta cuenca la duración efectiva de la lluvia, es igual al t_c y se designa como t'_h .

9.- Conocidos t_c y t'_h y utilizando el hidrograma unitario adimensional promedio calculado en el punto 5, se obtiene el hidrograma unitario con duración t'_h .

10.- Si la t'_h es diferente a la t_h usada para definir el hidrograma adimensional promedio se usará la curva S.

Este método se aplica a cuencas que no dispongan de registros simultáneos de lluvias y escurrimientos o bien si solo se dispone de datos de lluvia, para llevar a cabo esto, hay que calibrar un hidrograma unitario adimensional para cuencas semejantes y aplicarlo a la cuenca en estudio.

3.5.- METODO DEL HIDROGRAMA UNITARIO TRIANGULAR.

Si es poca la información disponible y la forma del hidrograma de escurrimiento no se necesita definir en forma muy precisa, se puede utilizar el hidrograma unitario triangular (HUT). Para definirlo sólo se requiere conocer las principales características físicas de la cuenca y de la tormenta.

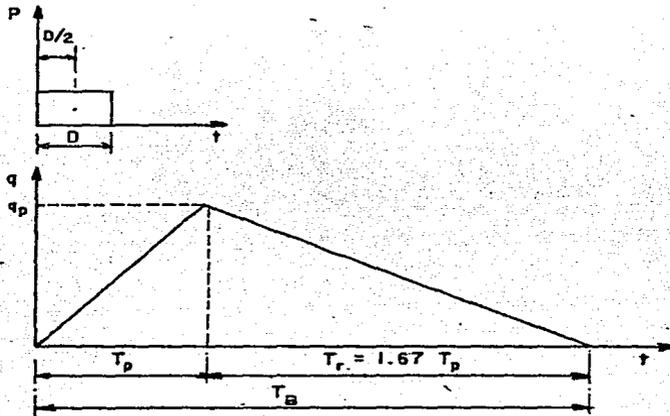


FIGURA 3-8 HIDROGRAMA UNITARIO TRIANGULAR

De la geometría de la fig (3-8), se obtiene el gasto pico q_p del HUT como:

$$q_p = 0.208 \frac{A}{T_p} \quad (3-15)$$

donde

q_p gasto de pico, en $\frac{m^3}{seg/mm}$
 A área de la cuenca, en km^2
 T_p tiempo de pico, en h

El tiempo pico se obtiene con

$$T_p = 0.5 t_h + t_R \quad (3-16)$$

donde

t_h duración efectiva de la tormenta, en h

t_R tiempo de retraso, en h

El tiempo de retraso t_R , para este método, se estima con:

$$t_R = 0.6 t_c \quad (3.17)$$

donde t_c es el tiempo de concentración, en h. Para definir t_c se puede utilizar los criterios vistos en el inciso (3-1).

Sustituyendo la ec (3.17) en la ec (3.16), queda:

$$t_p = 0.5 t_h + 0.6 t_c \quad (3.18)$$

Para fines de diseño, si no se conoce la duración efectiva t_h , esta puede estimarse con la siguiente expresión:

$$t_h = 2\sqrt{t_c} \quad (3.19)$$

donde t_h y t_c se miden en h.

3.6.- METODO DE IZZARD

Este método permite obtener el hidrograma de escurrimiento para cunetas. Mediante el desarrollo de las ecuaciones de flujo variado para escurrimiento en una superficie de ancho finito y pendiente no mayor de 0.04 y del análisis de los hidrogramas resultantes de una precipitación uniforme simulada, de intensidad constante. Izzard encontró que la forma del hidrograma en la rama de ascenso se puede representar por una curva adimensional sencilla como se muestra en la fig (3.9), la notación utilizada es la siguiente.

q ³ gasto del flujo superficial, en pie³/seg, por un pie de ancho de superficie, en el instante t desde que empezó la lluvia.

q_e ³ gasto del flujo superficial, en ft³/seg/ft, para la condición en que se alcanza el equilibrio; esto es, cuando la intensidad de precipitación es equivalente al gasto de salida al alcanzar el flujo permanente. Si i es la intensidad de precipitación, en pulg/h, y L es la longitud, en pies, hasta la cual se mide el gasto superficial (q), fig (3-10), entonces

$$q_e = i L / 43,200 \quad (3-20)$$

t tiempo desde que empezó la lluvia, en min

t_e tiempo en que se alcanza el equilibrio, en min

En la fig (3-9) se observa que la condición de equilibrio se alcanza asintóticamente, por lo cual se considera que t_e resulta cuando $q/q_e = 0.97$. Se encontró empíricamente que el volumen de agua (D_e , en ft³), en el flujo superficial sobre una franja de ancho unitario en equilibrio (área sobre la curva, fig (3-9), es sustancialmente igual al volumen de agua que ha sido descargado en el tiempo requerido para alcanzar el equilibrio (área bajo la curva, fig (3-9)). De este modo, el tiempo de equilibrio se expresa por

$$t_e = 2 D_e / 60 q_e \quad (3-21)$$

siendo D el almacenaje, en ft^3 , esto es, el volumen de agua en flujo superficial sobre una franja de ancho unitario, en el instante t desde que empezó la lluvia, el valor D_e almacenaje en el instante de equilibrio, en ft^3 .

Se ha encontrado empíricamente que D se puede expresar en forma general por

$$D = K L q_e^{1/S} \quad (3.22)$$

t/t_e	q/q_e
0.183	0.05
0.367	0.30
0.458	0.48
0.550	0.65
0.733	0.85
0.917	0.94
1.000	0.97

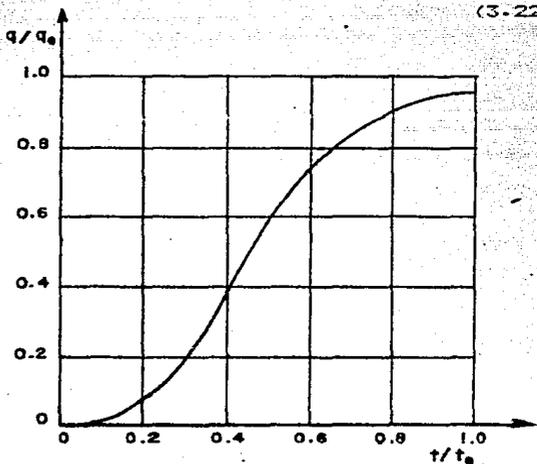


FIGURA 3.9 HIDROGRAMA ADIMENSIONAL DE FLUJO SUPERFICIAL

En realidad se encontró que el exponente de q_e en la ecuación anterior varía desde aproximadamente 0.2 para superficies pavimentadas muy lisas, hasta casi 0.4 para superficies con pasto. El valor de k depende de la intensidad de la precipitación i , de la pendiente de la superficie S y del coeficiente de rugosidad c , de manera que

$$k = (0.0007 i + c) / S^{1/3} \quad (3-23)$$

Los valores del coeficiente de rugosidad c se presentan en la tabla (3-3)

TABLA 3-3 VALOR DEL COEFICIENTE c	
TIPO DE SUPERFICIE	VALOR DE c
Pavimento asfáltico muy liso	0.0070
Pavimento de arena y chapopote	0.0075
Pavimento de concreto (condición normal)	0.0120
Pavimento de chapopote y grava	0.0170
Césped recortado	0.0460
Pasto denso	0.0600

Cuando cesa la lluvia, el escurrimiento disminuye. El tiempo t_r , medido desde el inicio de la curva de receso del hidrograma ver fig (3-10), hasta el punto donde $q/q_e = r$, es igual a

$$t_r = D_o F(r) / 60 q_e \quad (3-24)$$

En donde D_o es el almacenaje correspondiente a D después que cesa la lluvia; esto es, el valor calculado para D de las ecs (3-22) y (3-23) cuando $i = 0$ y

$$F(r) = 0.5 (r^{-2/3} - 1) \quad (3-25)$$

La ecuación (3-24) se obtiene matemáticamente al suponer que el almacenaje sobre la curva de receso es proporcional al gasto elevado a la un tercio. esto es

$$\frac{D_o}{D} = \left(\frac{q}{q_e} \right)^{1/3} = r \quad (3-26)$$

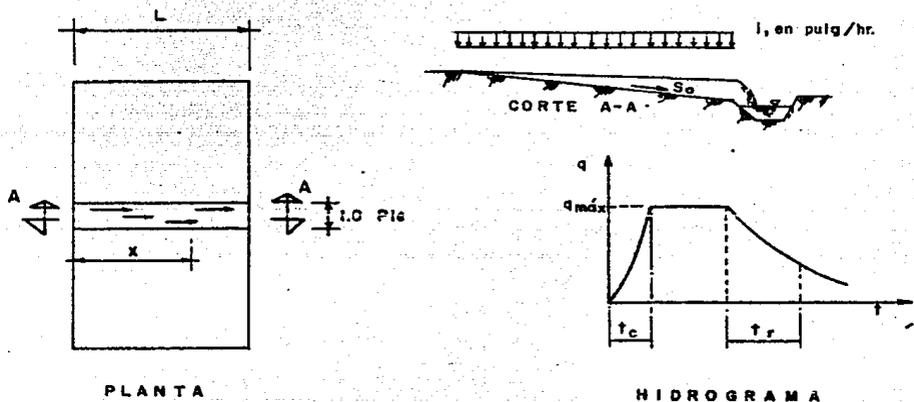


FIGURA 3-10

Utilizando el hidrograma adimensional y las ecuaciones anteriores es posible construir un hidrograma para el escurrimiento superficial debido a la precipitación de intensidad y duración conocida. Las ecuaciones anteriores fueron obtenidas bajo la condición de que el flujo sea laminar en todo el tiempo, los hidrogramas adimensionales son el resultado de múltiples experimentos. Luego entonces, este método es de los mejores para el flujo laminar, y de acuerdo con Izzard, se limita a casos donde el producto de la intensidad de la precipitación en pulg/h y el largo de la superficie del flujo, en pies, es menor de 500.

4.- EJEMPLOS

Las características fisiográficas de una cuenca hidrológica constituyen elementos que tienen gran importancia ya que ayudan a explicar el comportamiento hidrológico de ella. Se puede decir que estas características son un apoyo que ayudan a conocer la variación espacial de los elementos que forman el ciclo hidrológico.

Para la determinación de estos parámetros físicos se utilizó la Carta Topográfica "G 13 C 29 General Escobedo" (escala 1:50,000) de CETENAL, de esta carta analizaremos la cuenca mostrada en la fig (4-1), dentro de la cual se localizan los arroyos de las Goteras, Los Artículos, El Alamillo, etc. Esta cuenca se encuentra entre las cuencas generadoras del río Sextín, en el que a su vez aporta su escurrimiento al vaso de la presa "Lázaro Cárdenas, El Palmito", ubicada en el Municipio de Indé, del estado de Durango.

Las características físicas analizadas para este caso particular, corresponde a la corriente formada por los arroyos Las Goteras-El Alamillo, y son las siguientes: área, pendiente media, longitud de tributarios, longitud y pendiente del cauce principal.

La cuenca que se estudia se encuentra dentro de La Región Hidrológica No. 20 (ver fig. 1.1-a) y en ella se localizan tres estaciones climatológicas, que son: J. Salomé Acosta, Sardinias y

el Palmito, ver fig. 4.2. Los datos que proporcionan las estaciones antes mencionadas ayudan al cálculo de la avenida máxima, para ello se usaran los métodos descritos en los tres capítulos anteriores.

I.- CALCULOS PRELIMINARES

A.- CURVAS DE INTENSIDAD-DURACION-PERIODO DE RETORNO (i-d-Tr)

El cálculo de estas curvas permite tener un conocimiento de la variación de las características de la intensidad o de la precipitación, con respecto a su periodo de retorno (frecuencia de incidencia).

Estas curvas se pueden obtener por dos métodos: en uno, el cálculo se realiza para valores correspondientes a una sola duración (método de intensidad de lluvia-periodo de retorno) y en el otro, se hace un ajuste simultáneo de los valores de las tres variables (método de correlación lineal múltiple). Este último es el más utilizado y es el que se describirá a continuación.

B.- METODO DE CORRELACION LINEAL MULTIPLE

En este caso, la curva de intensidad de la lluvia-duración-periodo de retorno, se obtiene ajustando una función a los valores de intensidad máximas anuales correspondientes a todas las duraciones de interés.

Antes de realizar el ajuste, se necesita tener una idea de cuales son los tipos de ecuaciones que en general relacionan a estas variables. Dentro de las más usuales se tiene la del siguiente tipo:

$$i = \frac{k T^m}{r^d} \quad (4.1)$$

donde

i intensidad de la lluvia, en mm/h

T periodo de retorno, en años

d duración de la intensidad, en min.

$k, m, 1$ parámetros que se obtienen al hacer el ajuste de los datos.

El área de influencia de estas curvas puede variar entre los 10 y 25 km², usando como referencia a la estación climatológica donde fueron recopilados los datos usados para su determinación. Y por otra parte; se supone que en la estación se cuenta con un pluviógrafo. El uso de la ec (4-1) está limitada a duraciones menores o iguales a 2 horas.

Tomando logaritmos, la ec (4-1) se transforma en:

$$y = a_0 + a_1 x + a_2 x^2 \quad (4.2)$$

donde

$$y = \log i \quad x_1 = \log T \quad x_2 = \log d$$

$$a_0 = \log k \quad a_1 = m \quad a_2 = -1$$

Los valores de los parámetros a_0 , a_1 , a_2 , que aparecen en la ec (4.2) usando el método de mínimos cuadrados (ref 11-a-1-6) se calculan con las siguientes ecuaciones:

$$\left. \begin{aligned} \Sigma y &= N a_0 + a_1 \Sigma x_1 + a_2 \Sigma x_2 \\ \Sigma x_1 y &= a_0 \Sigma x_1 + a_1 \Sigma (x_1)^2 + a_2 \Sigma x_1 x_2 \\ \Sigma x_2 y &= a_0 \Sigma x_2 + a_1 \Sigma x_1 x_2 + a_2 \Sigma (x_2)^2 \end{aligned} \right\} (4.3)$$

Para el cálculo de las curvas $i-d-T$, en la región hidrológica del vaso de la Presa del Palmito, utilizaremos los datos obtenidos del Boletín Climatológico No. 4, Región Hidrológica No. 36, NAZAS-AGUANAVAL, pag. II-30-51 a pag. II-30-66 (SARH) que corresponden a la ESTACION CLIMATOLOGICA EL PALMITO (ver tabla 4.1). De las estaciones climatológicas J. Salome Acosta, Sardinias y El Palmito, las dos primeras tienen información climatológica e hidrométrica a partir del año 1968 hasta la fecha. No así la estación El Palmito la cual cuenta con registros desde 1946, por

ello se escogieron los datos de esta última estación para el cálculo de las curvas $i-d-T$.

Con los datos antes mencionados, ordenados como se indica en la tabla (4.2), y efectuando las sumas indicadas por el sistema de ecs (4.3) (que aparecen al final de la tabla (4.6), se obtiene:

$$\begin{bmatrix} 300.000 & 123.1650 & 452.0050 \\ 123.165 & 90.1240 & 185.5706 \\ 452.005 & 185.5706 & 737.5800 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} a_0 \\ a_1 \\ a_2 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 473.1198 \\ 209.6834 \\ 676.810 \end{bmatrix} \quad (4.4)$$

Al resolver el anterior sistema de ecs, se obtiene que

$$\left. \begin{aligned} a_0 &= 2.376762 \\ a_1 &= 0.390409 \\ a_2 &= -0.637147 \end{aligned} \right\} \text{por tanto} \quad \begin{aligned} k &= 238.10 = \text{antilog } 2.376762 \\ m &= 0.3904 \\ l &= 0.6371 \end{aligned}$$

Con los valores de k , m y l , determinados, la ec (4.1) queda expresada como:

$$i = \frac{(238.10)^T \cdot 0.3904}{d^{0.6371}} = 238.10 \left(\frac{T}{r} \right)^{0.3904} \cdot (-0.6371) \quad (d) \quad (4.5)$$

EJEMPLO 4.1.- METODO DE ENVOLVENTES DE CREAGER

Utilizando el método de Creager, calcularemos el gasto máximo que se puede presentar en la cuenca, fig (4.1)

La cuenca en estudio se localiza en la región Hidrológica No-20 ver fig (1.1.a); para el área de 25 km².

La ecuación de Creager se expresa:

$$q = 1.303 (C (0.386 A)^{\alpha})^{-1} A$$

donde

$$\alpha = 0.936/A + 0.048$$

A Area de la cuenca, en km²

C Constante, función de la ubicación, su valor depende de la zona en estudio

q Gasto máximo por unidad de área de la cuenca, en m³/seg/km²

De acuerdo con la calibración del valor de C, ver tabla (4.7), para la región 20 donde se localiza la cuenca en estudio, se tiene que ella vale 8.4.

Sustituyendo datos:

$$q = 1.303 \left[8.4 (0.386 \times 25)^{0.8020} \right]^{-1} (25) = 2.70 \text{ m}^3/\text{seg}/\text{km}^2$$

Finalmente, el gasto máximo que se puede presentar en la cuenca es

$$Q = 2.70 \times 25.0 = 67.42 \text{ m}^3/\text{seg}$$

Usando el valor mundial de C = 100, se tiene que

$$q = 1.303 \left[100 (0.396 \times 25)^{0.802} \right]^{-1} (25) \quad q = 32.11 \text{ m}^3 / \text{seg} / \text{km}^2$$

$$Q = 32.11 \times 25 \cdot 0 = 802.75 \text{ m}^3 / \text{seg}$$

EJEMPLO 4.2.- METODO ESTADISTICO DE GUMBEL

Estimar el gasto para un periodo de retorno de 20 años.

A continuación se muestra la recopilación de los gastos máximos* anuales ocurridos en la estación J. Salomé Acosta, en la cuenca del río Nazas, ver fig (4.2)

TABLA 4.2.1

Año	Q _{máx.} anual 3 en m ³ /seg
1968	3350
1969	115
1970	700
1971	190
1972	578
1973	712
1974	346
1975	333
1976	308
1977	208
1978	781
1979	537
1980	608
1981	420
1982	300

* Datos obtenidos del Boletín Hidrológico No. 35 Tomo II, v en la Subdirección de Hidrología, Departamento de Cálculo Hidrológico y Climatológico de la SARH.

Se aplicará el criterio de Gumbel y de Nash.

4.2-A).- Criterio de Gumbel.

1.- De la tabla (4.2.1), sumando la columna de $Q_{máx}$ y a partir del número de años de registro, se obtiene

$$Q_m = \frac{9396}{15} = 626.4 \text{ m}^3/\text{seg}$$

2.- Cálculo de la desviación estandar. Tomando en cuenta el valor de Q_m y la suma de la columna 6 tabla (4.2.2), sustituyendo datos en la ec (1.10) se obtiene

$$\sigma_Q = \sqrt{\frac{14431900 - 15(626.4)^2}{14}} = 781.31$$

3.- Cálculo de los coeficientes \bar{Y}_n y σ_n . De la tabla (4.9) para $n = 15$

$$\bar{Y}_n = 0.5128 \text{ y } \sigma_n = 1.02057$$

4.- Obtención de la ecuación del gasto máximo. Sustituyendo los valores calculados en los pasos anteriores en la ec (1.9), se obtiene

$$Q_{máx} = 626.4 - \frac{781.31}{1.02057} (0.5128 - \log T)$$

$$Q_{máx} = -139.16 + 765.56 \log T$$

5.- El gasto máximo para $T_r = 20$ años será

$$Q_{\text{máx}} = -139.16 + 756 \cdot \log 20$$

$$Q_{\text{máx}} = -139.16 + 2293.41 = 2154.25 \text{ m}^3/\text{seg}$$

6.- Intervalo de confianza

Como $\phi = 1 - 1/T_r = 1 - 1/20 = 0.95$ es mayor que 0.9, entonces el intervalo de confianza se calcula aplicando la ecuación (1.12-a)

$$\Delta Q = \pm 1.14 \frac{\sigma}{Q} \sqrt{n}$$

$$\Delta Q = \pm \frac{1.14 \times 781.31}{1.02057} = \pm 872.74$$

7.- El gasto máximo de diseño. Es la suma del gasto máximo más el intervalo de confianza, por lo tanto

$$\text{Para } T_r = 20 \text{ años } \quad Q_{\text{diseño}} = 2154.25 + 872.74 = 3026.99$$

$$Q_{\text{diseño}} = 2154.25 - 872.74 = 1281.51$$

Esto quiere decir que el $Q_{\text{diseño}}$ tiene como valor medio 2154.25 m³/seg y fluctúa entre 3027 y 1281 m³/seg.

4-2-B) Criterio de Nash

SOLUCION

- 1.- Los gastos máximos anuales se ordenan de mayor a menor, columnas 1 y 2 de la tabla (4.2.2)
- 2.- Se obtiene para cada gasto su periodo de retorno con la ecuación:

$$T = \frac{n+1}{r}$$

donde

n número de años de la muestra

r número de orden del arreglo

3.- Los valores de la media, son:

$$\bar{q} = \frac{\sum q_i}{n} \quad \bar{X} = \frac{\sum x_i}{n}$$

$$x_i = \log \log T / T - 1$$

4.- El valor de los parámetros de la función de Gumbel, están dadas por

$$c = \frac{\sum (x_i q_i) - n \bar{X} \bar{q}}{\sum x_i^2 - n \bar{X}^2} \quad a = \bar{q} - c \bar{X}$$

5.- El gasto correspondiente a cualquier periodo de retorno T se determina utilizando la ec (1.5.a), mencionada en el subcapítulo 1.2.1

$$q = a + c \ln \ln \frac{T}{T-1}$$

6. La variancia y desviación estandar del error son (ver ec I-7)

$$S_e^2 = \frac{\left[19.55 - 15(-.513)\right]^2 + \left[14431900 - 15(626.4)\right]^2 + \left[-13769.32 - 15(-.513 \times 626.4)\right]^2}{(15-2) \left[19.55 - 15(-.513)\right]^2}$$

$$S_e^2 = \frac{2 \quad (15.6025 \times 8546245.6) - 80087679.49}{202.832} = 262556.29$$

$$S_e = 512.44$$

7.- La amplitud del intervalo de confianza se obtiene de la siguiente manera

- $\alpha = 0.05$ (se admite un 5% de error en la predicción)
- $V = 15 - 2 = 13$, se tienen 13 grados de libertad
- $X = \ln \ln (20/19) = -2.970$
- $t_{\frac{\alpha}{2}} = 2.16$ (de la tabla (4.11) entrando con $\alpha/2 = .025$ y $V = 13$)
- finalmente la amplitud del intervalo de confianza (Δq_i) es

$$\Delta q_i = \pm 2.16 \times 512.44 \sqrt{\frac{1}{15} + \frac{(-2.97 + 0.513)^2}{19.55 - 15(-0.513)^2}}$$

$$\Delta q_i = \pm 745.46$$

TABLA 4-2

OBTENCION DEL GASTO MAXIMO

ANO	Q _{max} anual q _i	Periodo retorno T r	T _r T-1 r	X i	Z q _i	Z X i	X + q i i	Z q _i
1	2	3	4	5	6	7	8	9
1	3350	16.00	1.07	-2.740	11,222,500	7.51	-9180.65	3.3E+10
2	751	8.00	1.14	-2.615	564,991	4.65	-1512.65	4.2E+08
3	712	5.33	1.23	-1.571	506,944	2.47	-1118.74	3.6E+08
4	780	4.00	1.33	-1.246	490,000	1.55	-872.13	3.4E+08
5	698	3.20	1.45	-0.982	369,664	0.96	-596.84	2.2E+08
6	578	2.67	1.60	-0.757	334,084	0.57	-437.32	1.9E+08
7	557	2.29	1.78	-0.555	310,249	0.31	-309.29	1.7E+08
8	420	2.00	2.00	-0.367	176,400	0.13	-153.94	74088000
9	346	1.78	2.28	-0.192	119,716	0.04	-66.53	41421736
10	333	1.60	2.67	-0.019	110,839	0.00	-6.45	36926037
11	308	1.45	3.22	0.157	94,864	0.02	48.30	29218112
12	200	1.33	4.03	0.332	40,000	0.11	66.41	8000000
13	208	1.23	5.35	0.517	43,264	0.27	107.50	8998912
14	190	1.14	8.14	0.741	36,100	0.55	140.71	6859000
15	115	1.07	15.29	1.093	13,225	1.01	115.36	1320075
SUMA	9,396			-7.693	14,431,900	19.55	-13769.32	3.952E+10

$$\bar{q} = \frac{9396.00}{15.00} = 626.4 \quad \bar{x} = \frac{-7.693}{15} = -0.513$$

$$C = \frac{\sum (x_i q_i) - N \bar{x} \bar{q}}{\sum x_i^2 - n \bar{x}^2} = \frac{-13,769.32 - (15)(-0.513)(626.40)}{19.55 - 15(-0.513)^2} = -604.832$$

$$a = \bar{q} - c \bar{x} = 626.4 - (-604.832)(-0.516) = 316.12$$

$$q = (T) = a + c \ln \ln \left(\frac{T}{T-1} \right)$$

$$Q(20) = 316.12 - 604.832 (-2.97019) = 2,112.59 \text{ m/seg}$$

4.3.- METODO DE LEBEDIEV

Obtener el gasto máximo para un periodo de retorno de 20 años por el método de Lebediev. Utilizando los datos de la tabla (4.2.1)

1.- Se obtiene el \bar{Q} (gasto medio), aplicando la ec (1.64)

$$\bar{Q} = \frac{\sum_{i=1}^n Q_i}{n} = \frac{9396}{15} = 626.40 \text{ m}^3/\text{seg}$$

2.- Se obtiene el coeficiente de variación C_v , con la ec (1.63) y los datos obtenidos en la tabla (4.9), se tiene que

$$C_v = \sqrt{\frac{21.84}{15}} = 1.2066$$

3.- Como el número de años de registro es pequeño no se aplica la ec (1.62) ya que se obtiene un coeficiente de asimetría C_s que resulta ser más pequeño que el recomendado por Lebediev. Considerando que la avenida es producida por tormenta, entonces:

$$C_s = 3 C_v = 3 \times (1.2066) = 3.62$$

4.- Obtención del coeficiente k

con la ecuación $q = \frac{1}{T} = \frac{1}{20}$ tenemos que $p = 5\%$

con $p = 5\%$ y $C = 3.62$ entramos a la tabla (4.12.c), obtenemos

$K = 1.93$; $T = 20$ años

5.- Obtención del coeficiente E de la fig (4.5) para $p = 5\%$ y

$C = 1.206 \rightarrow E = 1.43$

6.- Finalmente el gasto máximo para el periodo de retorno de 20 años se obtiene con la ec (1.60) ($Q_{\max} = Q (K C + 1)$)

$$Q_{\max} = 626.40 (1.93 \times 1.20664 + 1) = 2035.12 \text{ m}^3/\text{seg}$$

7.- Obtención del intervalo de confianza Δq como $n = 15$ años escogemos $A = 0.85$ y con la ec (1.61)

$$\Delta Q = \pm \frac{A E Q_{\max}}{\sqrt{n}}$$

$$\Delta Q = \pm \frac{0.85 \times 1.43 \times 2035.12}{\sqrt{15}} = 654.40$$

8.- El gasto de diseño para el periodo requerido es igual a $Q(20) = 2739.52 \text{ m}^3/\text{seg}$ para $T = 20$ años

TABLA 4.3-1

AÑO	Q_{max} anual Q_i	Q_i^2	Q_i/Q_m	$Q_i/Q_m - 1$	$(Q_i/Q_m - 1)^2$
1	2	3	4	5	6
1968	3350	11,222,500	5.3480	4.3480	18.9053
1969	115	13,225	0.1836	-0.8164	0.6665
1970	700	490,000	1.1175	0.1175	0.0138
1971	190	36,100	0.3033	-0.6967	0.4854
1972	578	334,084	0.9227	-0.0773	0.0060
1973	712	506,944	1.1367	0.1367	0.0187
1974	346	119,716	0.5524	-0.4476	0.2004
1975	333	110,889	0.5316	-0.4684	0.2194
1976	308	94,864	0.4917	-0.5083	0.2584
1977	208	43,264	0.3321	-0.6679	0.4461
1978	751	564,001	1.1989	0.1989	0.0396
1979	557	310,249	0.8892	-0.1108	0.0123
1980	608	369,664	0.9706	-0.0294	0.0009
1981	420	176,400	0.6705	-0.3295	0.1086
1982	200	40,000	0.3193	-0.6807	0.4634
SUMA	9,396	14,431,900			21.8446

4.4.- EJEMPLO DE DISTRIBUCION DE PROBABILIDAD NORMAL

Con el conjunto de datos de gastos máximos anuales presentados en la tabla (4.2-1). Determinar los parámetros de la función de distribución normal, así como su gráfica de distribución de probabilidades.

1.- Función de Densidad Normal.- Como tiene dos parámetros que definen la función (a y b), es necesario tomar las ecuaciones para el primer momento (1-18.a) y el segundo momento (1-19.a); para lo cual se necesita calcular la media de la muestra (\bar{X}) y su variancia (S^2). Tomando los valores calculados en el ejemplo 4-2-B

$$\text{La media de los datos } \bar{X} = 9396/15 = 626.40$$

$$\text{La variancia } S^2 = \frac{14431900 - 15(626.40)^2}{15 - 1} = 610446.11$$

Sustituyendo los valores en las ecs (1-18.a) y (1-19.a)

$$\mu = \bar{X} = 626.40$$

$$\sigma^2 = S^2 = 610,46.11$$

$$\therefore \sigma = 781.31$$

Utilizando las ecs (1-13.a) y (1-13.b) resulta una función de densidad NOR (626.40, 781.31)

Una vez estimados los parámetros de mejor ajuste se llevan a cabo los siguientes calculos.

a) Se escoge un valor de la variable $x: x$

b) Se obtiene la probabilidad $p(x \leq x_0)$ de acuerdo con la ecuación

$$\text{Prob. } (x \leq c) = \text{Prob. } (t \leq (c-a)/b) \quad (4.6)$$

$$\text{para } t = \frac{x - a}{b} \quad \text{ec (1.14)}$$

Una vez obtenido el valor de la variable estandarizada t , se valúa

$$F(t) = \frac{1}{2\sqrt{\pi}} \int_{-\infty}^t e^{-\frac{1}{2}t^2} dt$$

La función anterior se encuentra resuelta en la tabla (4.14) con la cual es fácil obtener la probabilidad de que cualquier valor de la muestra con distribución normal estandar tome un valor menor o igual a t .

Se tiene que

$$P(X \leq x_0) = \begin{cases} F(X - \mu/\sigma) & \text{Si } x_0 > \mu \\ 1 - F(X - \mu/\sigma) & \text{Si } x_0 < \mu \end{cases}$$

donde $F(X - \mu/\sigma)$ se obtiene de la tabla (4.14)

Procedimiento de Cálculo

Con los valores de σ , μ , calculados al principio de este ejemplo y para cada gasto (X) de la muestra se obtiene

$t = (X - \mu/\sigma)$ con el valor de t calculado se entra a la tabla (4.14) y se obtiene el valor de $F(X - \mu/\sigma)$ dependiendo del

valor de la variable X . Los resultados se muestran en la tabla (4.4.1).

TABLA (4.4.1)

FUNCIÓN NORMAL					FUNCIÓN LOGNORMAL	
$Q=(X)_o$	$F\left(\frac{X-\mu}{\sigma}\right)$	$F(X)_1$	$1-P$	T_r	$\frac{\ln(X-a)-\mu}{L}$	$F(X)_2$
155	-0.7119	0.238	0.0625	1.07	-0.7220	0.235
190	-0.6075	0.272	0.1250	1.14	-0.4990	0.309
208	-0.5628	0.280	0.1875	1.23	-0.4509	0.326
220	-0.5658	0.286	0.2500	1.33	-0.4196	0.337
308	-0.4433	0.329	0.3125	1.45	-0.2090	0.417
333	-0.4085	0.341	0.3750	1.60	-0.1546	0.438
346	-0.3904	0.348	0.4375	1.78	-0.1271	0.449
420	-0.2873	0.387	0.5000	2.00	0.0197	0.508
557	-0.0966	0.462	0.5625	2.29	0.2560	0.601
578	-0.0674	0.473	0.6250	2.67	0.2368	0.614
608	-0.0256	0.490	0.6875	3.20	0.3345	0.631
700	-0.1025	0.541	0.7500	4.00	0.4658	0.679
712	0.1192	0.547	0.8125	5.33	0.4821	0.685
751	0.1735	0.569	0.8750	8.00	0.5336	0.703
3350	3.8000	1.000	0.9375	16.00	2.2393	0.988

En la fig (4.4.1) se presenta la gráfica de ajuste a la función de distribución normal.

Los puntos nos representan los valores de X contra $P(X)_1$ la curva continua son los valores de la función ajustada.

FUNCION DE DISTRIBUCION NORMAL

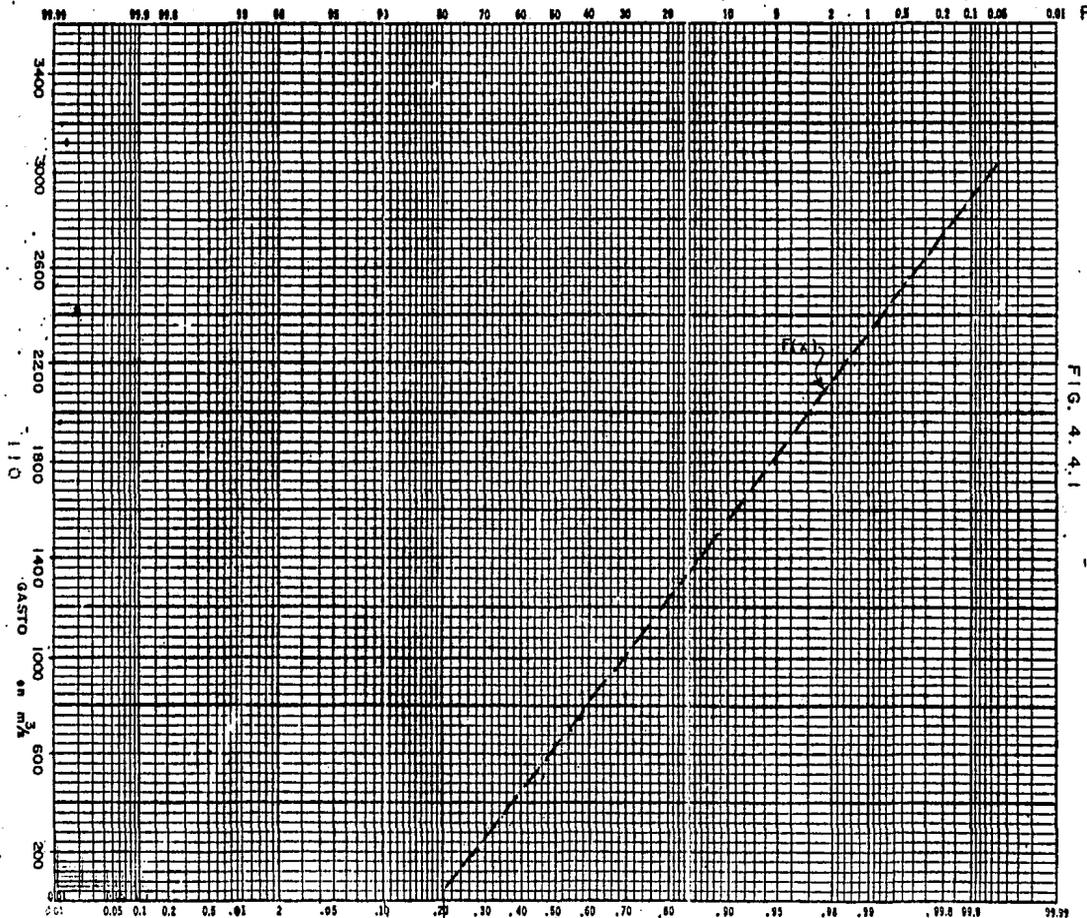


FIG. 4.4.1

4.5.- EJEMPLO DE DISTRIBUCION DE PROBABILIDAD LOGNORMAL

Para los datos que aparecen en la tabla (4.2.1). Determinar los parámetros de la función de distribución lognormal, así como su gráfica de probabilidades.

Función de Densidad Lognormal

Son tres los parámetros por definir (μ, σ, a) , se hará uso de las siguientes ecuaciones $(\mu = \bar{X})$ ec (1.18.a), $(\sigma^2 = b^2)$ ec (1.19.a), $g = \delta'$ lo que resulta

$$\begin{aligned} \sigma^2 &= 610.446.11 & \sigma &= 713.31 \\ \mu &= 626.40 & g = \delta' &= 3.066 \end{aligned}$$

Cálculo del coeficiente de asimetría δ' de la ec (1.34) y sustituyendo los datos obtenidos anteriormente y de la tabla (4.2.2) tenemos

$$g = \frac{1/15(3.952323 \times 10^{10} - 3(626.40) \times 14431900 + (2 \times 15 \times 626.4)^2)}{(15 - 1/15 \times 610446.11)^{1.5}}$$

$$g = 3.066$$

Cálculo de a

Para esto calcularemos primero el valor de V' con la ecuación

$$\begin{aligned} (1.35) \quad V' &= \left[\frac{\sqrt{g^2 + 4} + g}{2} \right]^{1/3} + \left[\frac{-\sqrt{g^2 + 4} + g}{2} \right]^{1/3} \\ V' &= \left[\frac{\sqrt{(3.066)^2 + 4} + 3.066}{2} \right]^{1/3} + \left[\frac{-\sqrt{(3.066)^2 + 4} + 3.066}{2} \right]^{1/3} \end{aligned}$$

$$V' = 1.49822 - 0.667 \quad V' = 0.831$$

Si $V' = \sigma_L / (\mu_L - a_L)$ $a_L = \mu_L - \sigma_L / V'$ sustituyendo valores

$$a_L = 626.40 - 781.31/0.831 \quad \therefore a_L = -313.80$$

Cálculo de μ_L y σ_L sustituyendo valores en las ecs (1.37) y (1.38)

$$\mu_L = 1/2 \ln \left[\frac{(626.40 - (-313.80))^4}{(626.40 + 313.80)^2 + 610446.11} \right] = 6.584$$

$$\sigma_L = 1/2 \ln \left[\frac{(626.40 + 313.80)^2 + 610446.11}{(626.40 + 313.80)^2} \right] = 0.724438$$

Con lo que resulta $LQG(6.584, 0.724438, -313.80)$

Una vez conocidos los parámetros se hacen los siguientes cálculos

a) Aprovechando una de las características de esta función. La cual dice que los logaritmos de los valores de una variable aleatoria Lognormal se distribuyen según una función Normal.

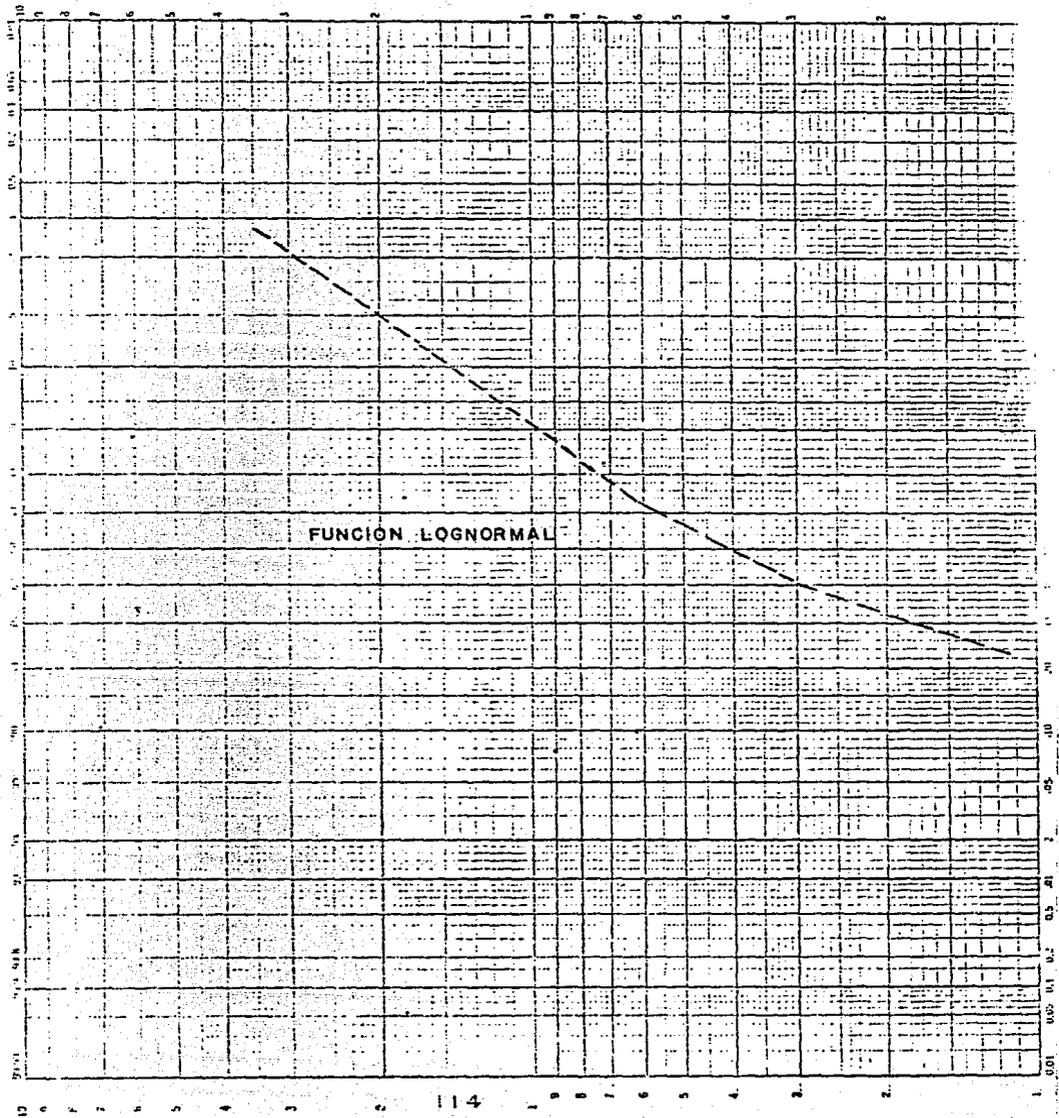
Si se quiere calcular la probabilidad de que una variable aleatoria X con una distribución Lognormal tiene un valor menor o igual a C puede emplearse la ec (4.6) con lo cual resulta

$$\text{Prob}(X \leq C) = F \frac{\ln \left(\frac{X - a}{L} \right) - \mu_L}{\sigma_L} \quad (4.7)$$

Los valores de la ec (4.7) se obtienen de igual manera que en el ejemplo anterior entrando a la tabla (4.14).

Se obtienen los valores de la variable X y de esta manera se va construyendo la curva que define la distribución Lognormal acumulada ver fig (4.5.1). En la tabla (4.4.1) se anotan los valores de la función de densidad.

FIG. 4.5.1



4.6.- EJEMPLO DE DISTRIBUCION DE PROBABILIDAD GAMMA

Con los datos de la tabla (4.2.1). Determinar los parámetros de la función de distribución gamma, así como su gráfica de probabilidades.

Función de Densidad Gamma

Es necesario conocer los parámetros α , β , d utilizando las ecs (1.18.a), (1.19.a), $\bar{x} = g$, para el primero, el segundo y el tercer momento respectivamente, de ahí que:

$$\mu = 626.40 \quad \sigma^2 = 610446.11 \quad \bar{x} = 3.066$$

Cálculo de α . Despejando α de la ec (1.42) ($\bar{x} = 2\sqrt{\alpha}$)

$$\alpha = \frac{\bar{x}^2}{2} = \frac{(3.066)^2}{2} = 0.2128$$

Cálculo de β . Despejando β de la ec (1.41) ($\sigma^2 = \alpha\beta$) resulta

$$\beta = \left[\frac{\sigma^2}{\alpha} \right]^{1/2} \quad \therefore \quad \beta = \left[\frac{610446.11}{0.2128} \right]^{0.5} = 1693.71$$

Cálculo de d . Despejando d de la ec (1.40) ($\mu = \alpha(\beta) + d$) tenemos

$$d = \mu - \alpha\beta \quad d = 626.40 - (0.2128)(1693.71) = 265.98$$

con los valores obtenidos resulta la función buscada que es

$$\text{LOG}(0.2128, 1693.71, 265.98)$$

Para encontrar la probabilidad $F(X)$, asociada a cada dato de

la muestra, se utiliza el siguiente procedimiento

a) Se obtiene el valor de X_p^2 como $X_p^2 = 2(X - d/g)$ (4.8)

b) Por otra parte se tiene que el valor de la variable auxiliar X_p^2 se puede obtener con la siguiente aproximación

$$X_p^2 = 2\alpha \left(1 - \frac{1}{g\alpha} + t \sqrt{1/g\alpha} \right)^3 \quad (4.9)$$

de la ec (4.9), se despeja el valor de t con lo que se obtiene

$$t = \frac{\sqrt[3]{(X_p^2/2\alpha) + 1/g\alpha} - 1}{\sqrt{1/g\alpha}} \quad (4.10)$$

c) La función de distribución de probabilidad $F(X) = F(t)$ se obtiene de la siguiente manera. De la ecuación (1.17)

$$H(t) = 1 - \frac{1}{2\pi} \left(e^{-t^2/2} \right) \quad (a_1 q + a_2 q + a_3 q)$$

hacemos

$$A = (a_1 q + a_2 q + a_3 q)$$

$$P(t) = \frac{1}{2\pi} \left(e^{-t^2/2} \right)$$

se tiene que (ver ref. 17)

$$P(t) = (2.490895 + 1.46603t^2 - 0.024393t^4 + 0.178257t^6 - 0.001111t^8) \quad (4.11)$$

$$A = 0.4361836q - 0.1201676q^2 + 0.937298q^3$$

$$\text{donde } q = \frac{1}{1 + 0.33267 |t|}$$

$$\text{Se calcula } F(X) = A P(t) \quad (4-12)$$

teniendo en cuenta que

Para $t < 0$ el valor de la función de distribución de probabilidad $F(X)$ se obtiene con la ec (4-12)

Para $t > 0$ $F(X)$ se obtiene con la siguiente ecuación

$$F(X) = 1 - F(X) \quad (4-13)$$

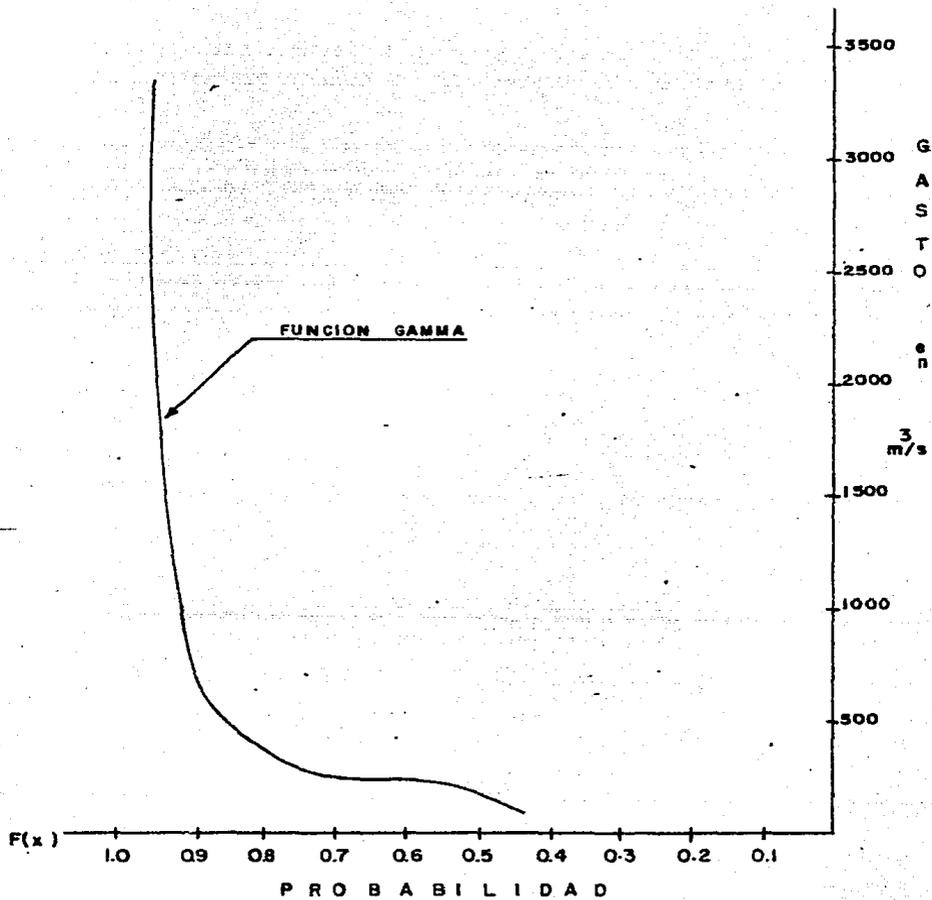
Los valores de la función $F(X) = F(t)$ obtenidos con las ecs (4.12) ó (4.13) según sea el valor de t calculado aparecen en la tabla (4.6.1).

La gráfica de probabilidad se presenta en la fig (4.6-1)

TABLA 4.6.1

0 = 1	2 $X_p = 2\left(\frac{q}{p}\right)$	FUNCION		GAMMA			FUNC. EXPON.	
		t	q	P(t)	A	F(X)	$1-\alpha$ β	F(X)
115	-0.1783	-0.1741	0.9453	0.3944	1.1814	0.4660	0.032	0.030
190	-0.0897	-0.0505	0.9235	0.4009	1.3135	0.5265	0.137	0.128
288	-0.0685	-0.0091	0.9970	0.4014	1.3624	0.5469	0.162	0.149
226	-0.0543	0.0236	0.9922	0.4013	1.3449	0.5987	0.178	0.163
398	0.0496	0.4885	0.8602	0.2867	0.7214	0.7932	0.301	0.260
333	0.0791	0.3913	0.7713	0.2735	0.6896	0.8114	0.336	0.285
346	0.0945	0.9194	0.7658	0.2681	0.6767	0.8186	0.354	0.298
420	0.1819	1.0387	0.7432	0.2455	0.6257	0.8464	0.457	0.367
557	0.3436	1.1824	0.7177	0.2202	0.5712	0.8742	0.647	0.477
578	0.3694	1.2001	0.7147	0.2173	0.5649	0.8773	0.677	0.492
600	0.4039	1.2240	0.7106	0.2133	0.5566	0.8812	0.718	0.513
700	0.5125	1.2896	0.6998	0.2029	0.5340	0.8915	0.847	0.571
712	0.5267	1.2975	0.6985	0.2017	0.5323	0.8927	0.863	0.578
751	0.5727	1.3220	0.6945	0.1979	0.5244	0.8962	0.918	0.601
3350	3.6417	2.0923	0.5908	0.1130	0.3455	0.9610	4.536	0.989

FIG 4-6.1



4.7.- EJEMPLO DE DISTRIBUCION DE PROBABILIDAD EXPONENCIAL

Se necesita determinar los parámetros α y β , por lo que se utilizan (1.18.a), (1.19.a) para el primero y segundo momentos respectivamente. Estos parámetros se obtuvieron anteriormente los cuales resultan ser:

$$\mu = 626.40 \quad \sigma^2 = 610446.11$$

Cálculo de β despejando β de la ec (1.51) $\beta = \sqrt{s^2}$

$$\beta = \sqrt{610446.11} \quad \beta = 718.31$$

Cálculo de α despejando α de la ec (1.52) $\alpha = \mu - \beta$

$$\alpha = 626.40 - 718.31 \therefore \alpha = -91.91$$

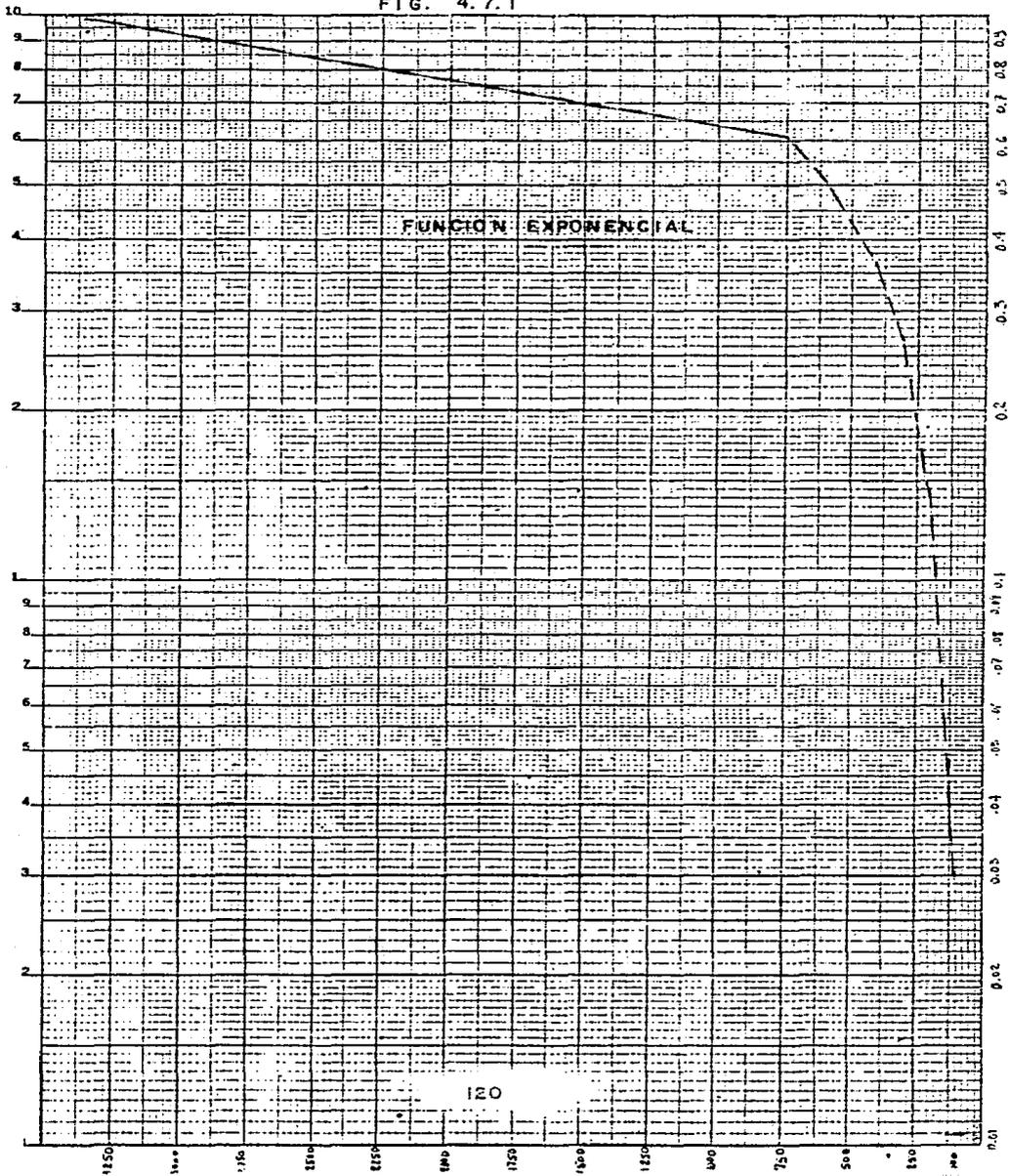
Sustituyendo los valores obtenidos anteriormente en la ec (1.48) finalmente tenemos la función de probabilidad buscada.

$$F(x) = 1 - e^{-(x-91.91)/718.31}$$

Los resultados obtenidos aparecen en la tabla (4.6.1)

En la figura (4.7.1) se presenta la gráfica de ajuste a la función de distrución.

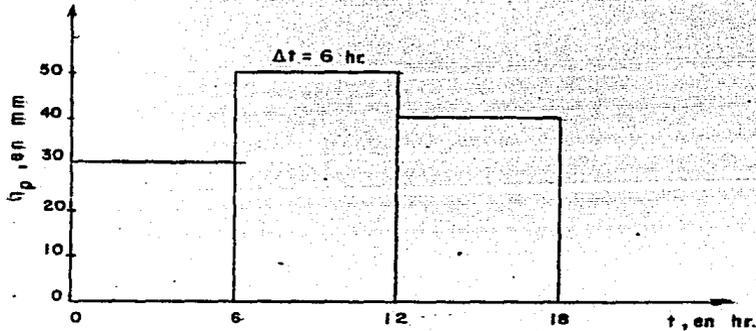
FIG. 4.7.1



EJEMPLO 4.8 METODO DEL HIDROGRAMA UNITARIO TRADICIONAL

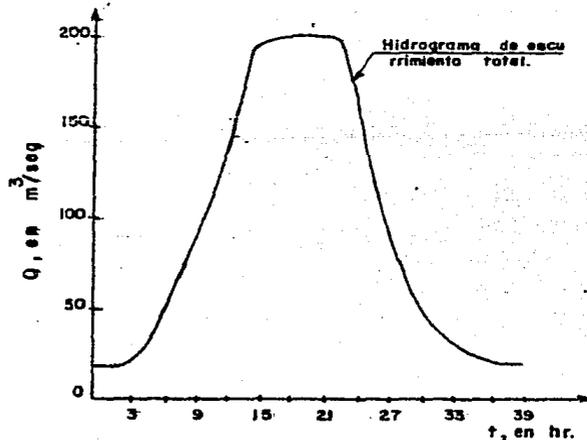
Calcular el hidrograma unitario para una cuenca de 119 km^2 utilizando el método tradicional. Se dispone de la siguiente información.

a) Hidrograma de lluvia total, expresado en altura de precipitación



b) Hidrograma de escurrimiento total Area cuenca = 119 km^2

Hora	Q m ³ /seg
0	20
3	20
6	50
9	92
12	140
15	199
18	202
21	204
24	144
27	85
30	46
33	29
36	20
39	20



c) Volumen de escurrimiento directo $V_{ED} = (\sum Q_i) \Delta t$

$$(991 \text{ m}^3/\text{seg}) \cdot 3 (3600 \text{ seg}) = 10,702,800.00 \text{ m}^3$$

d) Lamina de lluvia efectiva $h_e = \frac{V_{ED}}{A_c} = \frac{10,702,800 \text{ m}^3}{119 \times 10^6 \text{ m}^2} = 0.09 \text{ m}$

$$h_e = 90 \text{ mm}$$

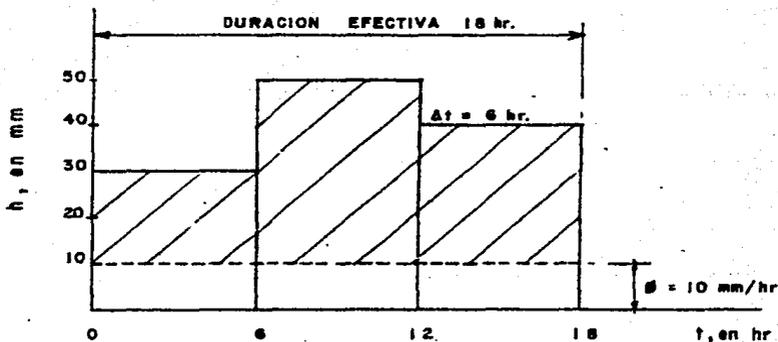
e) Calculo del indice de infiltración (ϕ)

Suponemos un valor del indice de infiltración ϕ hasta que $\phi = h_e$ entonces, después de varios tanteos para $\phi = 10 \text{ mm/hr}$ tenemos del hidrograma de lluvia total

$$h_e = (30-10) + (50-10) + (40-10) = 90 \text{ mm} = h_e \text{ por lo tanto,}$$

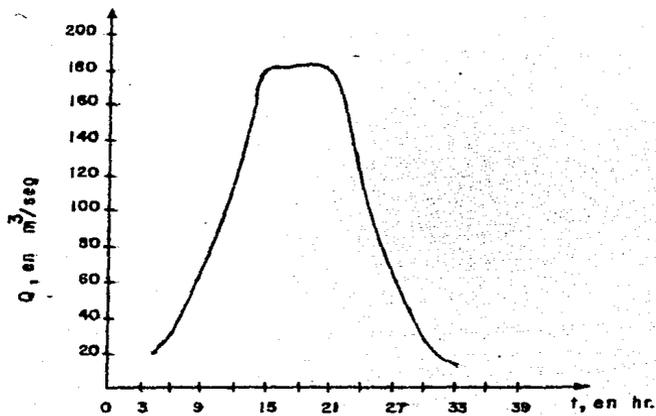
$\phi = 10 \text{ mm/hr}$ es el valor correcto del indice de infiltración.

f) Hidrograma de lluvia efectiva y duración efectiva



1	2	3	4	5
Tiempo en hrs	Escurrimiento total. (m ³ /s)	Escurrimiento base. (m ³ /s)	Escurrimiento directo (m ³ /s)	Ordenadas del H.U. * (m ³ /seg)
0	20	20	0	
3	20	20	0	
6	50	20	30	0.333
9	92	20	72	0.800
12	140	20	120	1.333
15	199	20	175	1.989
18	202	20	182	2.022
21	204	20	184	2.044
24	144	20	124	1.378
27	85	20	65	0.722
30	46	20	26	0.289
33	29	20	9	0.100
36	20	20	0	
39	20	20	0	
SUMA			991	

* Hidrograma unitario tradicional para una duración efectiva de 18 horas, producido por una precipitación efectiva de 90 mm. ver fig (4.81).



HIDROGRAMA DE ESCURRIMIENTO DIRECTO

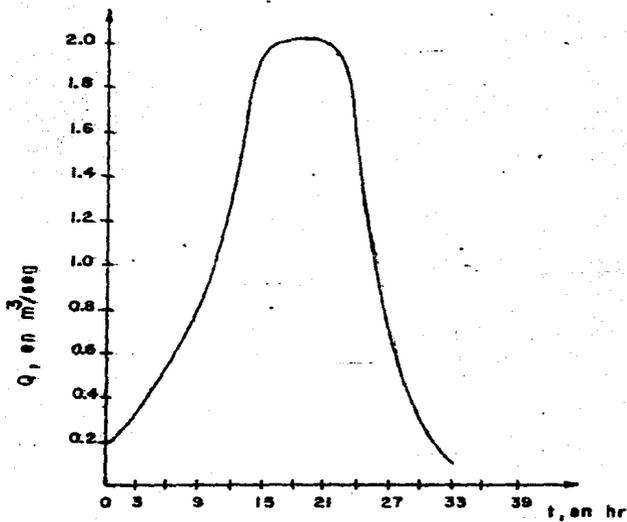


FIG. 4.8.1 HIDROGRAMA UNITARIO

4.9 EJEMPLO METODO DEL HIDROGRAMA UNITARIO INSTANTANEO

Obtener el hidrograma unitario instantáneo para la cuenca de 119 km² de la cual se tiene la información resumida en la tabla siguiente:

HIDROGRAMA

Tiempo (horas)	Hidrograma de escurrimiento directo (m ³ /s)
0	0
6	30
12	120
18	182
24	124
30	26

Tiempo (horas)	Altura de precipitación efectiva (mm)
0-16	30
6-12	50
12-18	40

Utilizando la ec $\sum_{i=1}^{NQ} U_{pp}^{(i-j)} = \sum_{p} Q(j-1)$; $j=1, 2, \dots, NU$

Para ello se tiene $NP = 3$, $NQ = 5$, $NU = NQ - NP + 1$

$$NU = 5 - 3 + 1 = 3$$

La ec anterior para este ejemplo se desarrolla de la siguiente manera

$$U_{pp}^{(0)} + U_{pp}^{(1)} + U_{pp}^{(2)} = \sum_{p} Q(0)$$

$$U_{pp}^{(-1)} + U_{pp}^{(0)} + U_{pp}^{(1)} = \sum_{p} Q(1)$$

$$U_{pp}^{(-2)} + U_{pp}^{(-1)} + U_{pp}^{(0)} = \sum_{p} Q(2)$$

donde

$$\sum_{pp}^{(0)} = P_1 P_1 + P_2 P_2 + P_3 P_3 = 30(30) + 50(50) + 40(40) = 5000$$

$$\sum_{pp}^{(1)} = \sum_{pp}^{(-1)} = P_1 P_2 + P_2 P_3 = 30(50) + 50(40) = 3500$$

$$\phi_{pp}(2) = \phi_{pp}(-2) = P P = 30(40) = 1200$$

$$\phi_p Q(0) = P Q + P Q + P Q = 30(30) + 50(120) + 40(182) = 14180$$

$$\phi_p Q(1) = P Q + P Q + P Q = 30(120) + 50(192) + 40(124) = 17660$$

$$\phi_p Q(2) = P Q + P Q + P Q = 30(182) + 50(124) + 40(26) = 12700$$

El sistema de ecuaciones lineales queda expresado como

$$5000 U_1 + 3500 U_2 + 1200 U_3 = 14180$$

$$3500 U_1 + 5000 U_2 + 3500 U_3 = 17660$$

$$1200 U_1 + 3500 U_2 + 5000 U_3 = 12700$$

Resolviendo el sistema tenemos que

$$U_1 = 1.02397 \quad U_2 = 2.371 \quad U_3 = 0.6345$$

Los valores anteriores son las ordenadas del hidrograma unitario instantáneo, conocidas estas y la lluvia de diseño se obtiene el hidrograma de escurrimiento directo que tiene asignada una duración efectiva de 6 horas.

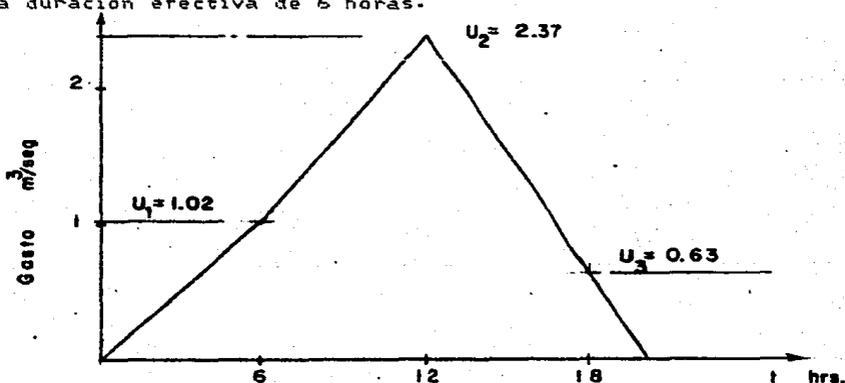


FIG. 4-9.1 HIDROGRAMA UNITARIO INSTANTANEO

4.10 EJEMPLO METODO DE CHOW

Calcular el gasto máximo probable para un periodo de retorno (T) de 20 años, en la cuenca Las Goteras-El Alamillo, cuyas características fisiográficas son las siguientes:

$$A = 25 \text{ Km}^2$$

$$L = 16.8 \text{ Km (longitud del cauce principal)}$$

$$S = 1.7\% \quad (\text{pendiente media del cauce principal})$$

$$N = 86 \quad (\text{pastizal pobre})$$

$$Y = 2.78 \quad \text{en este caso la estación climatológica esta dentro de la cuenca por ello no se necesita calcular el factor de corrección.}$$

El terreno de la cuenca es arcillo-arenoso; por lo tanto, de acuerdo a la tabla (2-1), el tipo de suelo corresponde al C.

Del Atlas de Isoyetas de la SARH, se tiene que la precipitación media anual en la región, es de 369 mm. Por otro lado, de los datos obtenidos en la Estación Climatológica del Palmito, se reporta una precipitación media anual de 372 mm.

Solución

- a) Se escogieron duraciones entre 5 y 220 min, columna 1 tabla (4.10.1)
- b) Con el valor de T escogido y para cada d asignada, se calcula la intensidad de lluvia de la tormenta con la ec (4.5)

$$i = 238.10 \left(T \right)^{0.3904} \quad (d) \quad -0.6371$$

c) Multiplicando la $i \times d$. columnas 3 y 4, se obtiene la precipitación total P en cm, haciendo las conversiones de unidades requeridas.

d) Con el valor de N y el valor de P , se calcula la lluvia en exceso en la estación base, P_e empleando la ecuación

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

e) Se calcula el valor de $X = P_e / d$

f) Con la ec $t_R = 0.005 \left(L/S \right)^{0.64}$, calculamos el valor de t_R (tiempo de retraso) de la cuenca en estudio, conocido t_R se obtiene la relación d/t_R .

$$t_R = 2.135$$

g) Con el valor d/t_R y empleando la fig (4.10) se obtiene el valor de Z

h) Finalmente, aplicando la ecuación $Q = A \times Y \times Z$, se calcula el gasto. En la tabla (4.10.1) se muestran los resultados obtenidos.

TABLA 4.10-1

=====

T r	d	d	I	P	P	X	d/t	Z	Q=XYZA
años	min	hr	cm/hr	cm	cm	cm/h	hr		m ³ /seg
20	5	0.083	27.5	2.29	0.382	4.59	0.039	0.04	12.76
20	10	0.166	17.6	2.93	0.709	4.25	0.078	0.06	17.72
20	15	0.250	13.6	3.40	0.987	3.95	0.117	0.08	21.96
20	20	0.333	11.4	3.80	1.244	3.72	0.156	0.12	31.10
20	30	0.500	8.8	4.40	1.656	3.31	0.234	0.18	41.41
20	45	0.750	6.8	5.10	2.172	2.90	0.351	0.26	52.40
20	60	1.000	5.6	5.60	2.557	2.56	0.468	0.35	62.27
20	80	1.333	4.7	6.27	3.090	2.32	0.624	0.45	72.56
20	100	1.660	4.1	6.93	3.550	2.13	0.781	0.55	81.42
20	120	2.000	3.6	7.20	3.860	1.93	0.937	0.63	84.51
20	140	2.333	3.3	7.70	4.290	1.84	1.093	0.68	86.96
20	160	2.666	3.0	8.00	4.550	1.70	1.249	0.74	84.73
20	180	3.000	2.8	8.40	4.900	1.63	1.405	0.80	80.67
20	200	3.330	2.6	8.67	5.140	1.54	1.561	0.84	89.91
20	220	3.666	2.4	8.80	5.250	1.43	1.714	0.90	89.44

En la tabla (4.10-1) se ve que el gasto máximo es de 90.63 m³/seg para una duración de tormenta de 180 min.

4.11.- EJEMPLO METODO DE I-PAI-WU

Calcular el gasto máximo asociado a un periodo de retorno de 20 años tomando en cuenta los datos de la cuenca "Las Goteras-El Alamillo".

$$A = 25 \text{ km}^2 ; L = 16.8 \text{ km} ; S = 1.7$$

a) Se escoge la duración de tormenta, para ello la duración se iguala al tiempo de concentración.

$$t_c = 0.003245 (L / \sqrt{S})^{0.77} = 0.474 \text{ hr} \approx 0.5 \text{ hr}$$

b) Con la ec (4.5) $i = 238.10 (T)^{0.3904 - 0.6371}$ (d) sustituyendo valores y con la duración d obtenida en el inciso anterior, multiplicando ($i \times d$), tenemos la precipitación total P en cm. Los valores de P y de i aparecen en la tabla (4.11-1).

c) Con el valor de $N = 86$ y el valor de P , se calcula la lluvia en exceso, empleando la ec (2.9) o la fig (4.6)

d) Con las características de la cuenca y las siguientes ecuaciones se calcula el coeficiente de almacenaje K y el tiempo de pico t_p

$$t_p = 4660 A^{1.085} L^{-1.233} S^{-0.668} \text{ sustituyendo datos tenemos}$$

$$t_p = 4660(25)^{1.085} (16800)^{-1.233} (1.7)^{-0.668} = 0.662833 \text{ hr}$$

$$K = 19300 A^{0.937} L^{-1.474} S^{-1.474} \text{ sustituyendo datos se tiene}$$

$$K = 19300(25)^{0.937} (16800)^{-1.474} (1.7)^{-1.474} = 0.106628 \text{ hr}$$

entonces la relación $K/t_p = 0.106628/0.662833 = 0.160867$, con este valor y usando la fig (4.11) o la ecuación $n = 4 t_p / K$ calculamos el valor de n . así

$$n = 4 \frac{0.662833}{0.106628} = 24.87$$

e) Cálculo del valor de la función gamma (ver inciso 2.2-1) con el valor de n y aplicando la propiedad $\Gamma(n+1) = n \Gamma(n)$ para $n > 0$

se tiene que $n+1 = 24.87 \therefore n = 23.87$

$$\Gamma(24.87) = 23.87 \Gamma(23.87) = 23.87(22.87) \Gamma(22.87) \dots n=23.87$$

$$\Gamma(24.87) = 23.87(22.87) 21.87(20.87)(19.87)(18.87) 17.87(16.87)$$

$$15.87(14.87) 13.87(12.87) 11.87(10.87) 9.87(8.87)$$

$$7.87(6.87) 5.87(4.87) 3.87(2.87) 1.87$$

$\Gamma(1.87) = 0.95184$ (ver tabla 4.16) realizando todas las operaciones anteriores y multiplicando el resultado por 0.95184 obtenemos

$$\Gamma(1.87) = 4.09506 \times 10^{23} \text{ sustituyendo la función gamma y el valor de } n \text{ (obtenido en el inciso d) en la ec 2-19 tenemos}$$

$$f(n, t) = \frac{(24.87 - 1)^{24.87} e^{-24.87}}{4.095 \times 10^{23}} = 1.942$$

f) Enseguida se deduce el gasto máximo $Q = f(n, t) 2.78 A \frac{p}{t}$ para el periodo de retorno $T = 20$ años resumiendo los cálculos

TABLA 4.11-1

t	K	K/t	a	f(n,t)	A	I	d	p	p	Qmax
p	i	i p		p	km2	cm/hr	hr	cm	e	m/seg
0.6628	0.1066	0.1609	24.87	1.942	25	8.8	0.5	4.4	1.657	348.35

$$Q = \frac{1.942 \times 2.78 \times 25 \times 1.657}{0.6628} = 348.35 \text{ m/seg}$$

g) La forma del hidrograma se obtiene con la siguiente ecuación

$$Q = Q_m \left(\frac{t}{t_p} \right)^{n-1} \left(e^{-\frac{(n-1)}{t_p} (t/t_p - 1)} \right)$$

Se supone una relación de t/t_p y se calcula Q y de aquí mismo se despeja el valor de t . El hidrograma instantáneo adimensional que se obtiene se define como una gráfica cuya ordenada es Q/Q_m y cuya abscisa es t/t_p .

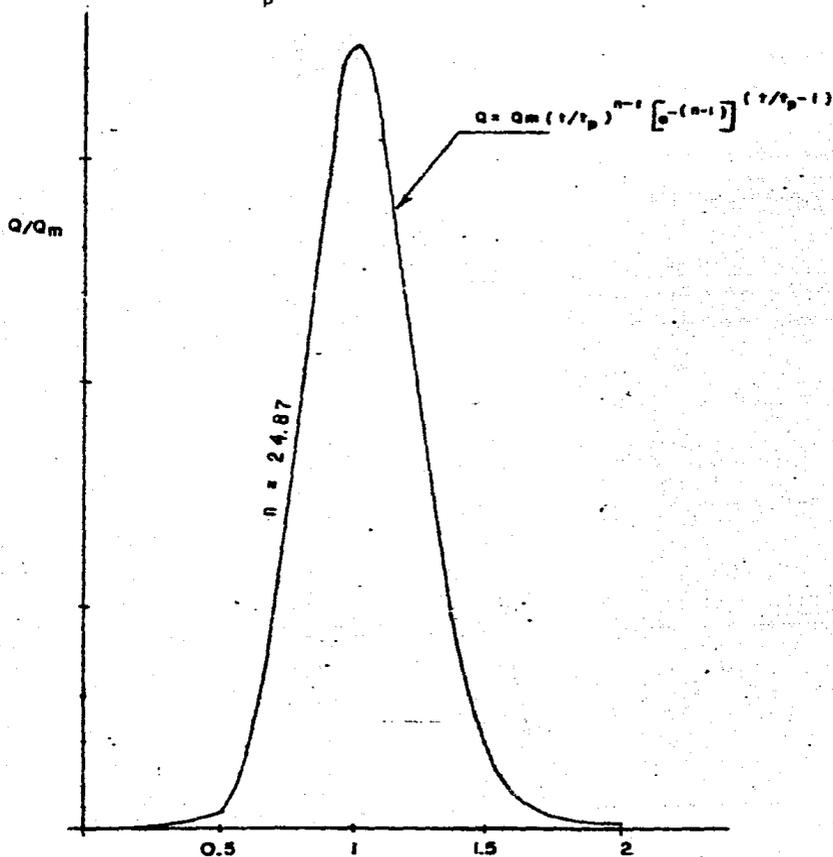


FIG. 4.11.1 HIDROGRAMA INSTANTANEO ADIMENSIONAL

4.12 EJEMPLO METODO DEL U.S. SOIL CONSERVATION SERVICE (SCS)

Calcular el gasto de pico, para un periodo de retorno de 5 años, en la cuenca denominada PREDIO TABLA HONDA ubicada en el Estado de México. El área de la cuenca resulto de 16.70 km².

El 15% son pastizales normales, el 30% superficie impermeable, 20% son bosques sembrados y cultivados de transpiración normal y finalmente el 15% son caminos de tierra. El suelo esta formado por arenas y limos arcillosos. La pendiente del terreno es de $S = 0.042$. De los datos pluviométricos se tiene una lluvia antecedente promedio de 4 cm.

La curva de intensidad-duración-periodo de retorno representativa de la cuenca esta dada por la ec

$$i = 545.69 (T)^{0.2077} (d)^{-0.7404}$$

Si la cuenca se urbaniza en un 30% ¿cual sera el gasto de pico para el periodo de retorno de 5 años.?

De acuerdo al tipo de suelo que predomina en la zona este se clasifica, como suelo tipo C (ver tabla 2.1).

Como se tienen varios usos del suelo se calculará el mínimo de escurrimiento pesado que es igual a

$$a) N = 0.15 (81) + 0.30 (100) + 0.20 (70) + 0.2 (70) + 0.85 (87) \\ N = 12.31 + 30.00 + 14.00 + 14.00 + 13.05 = 83.86$$

Como la lluvia antecedente es de 4 cm, de acuerdo con la tabla (2.2) subcapítulo 2.1 no hay corrección.

La lluvia de diseño para un periodo de retorno de 5 años y duracion 75 min es de

$$i = 545.469 (5)^{0.2077} (75)^{-0.7404} = 31.16 \text{ mm/hr} \quad i = 3.12 \text{ cm/hr}$$

Con $N = 83.86$ e $i = 3.12$ cm, de la fig 4.6 se obtiene que la lluvia efectiva es igual a $P_e = 1.02$ cm

El tiempo de concentración se calcula mediante la fórmula de Kirpich

$$t_c = \left(\frac{0.86 L^3}{H} \right)^{0.325}$$

$$t_c = \frac{0.86 \times (8.63)^3}{200}^{0.325} = 1.40 \text{ hrs}$$

Con el tiempo de concentración de 1.4 hrs, y con la fig 4.13 se obtiene que $q = 0.8 \text{ m}^3 / \text{seg} / \text{km}^2 / \text{cm}$

∴ el gasto pico es igual a $Q = 0.8 (16.7) (1.02) = 13.63 \text{ m}^3 / \text{seg}$

b) Para la cuenca con el 30% de urbanización se tiene que porcentaje de área impermeable adicional 30%

$\bar{N} = 83.86$ sin considerar el efecto de incremento en la urbanización

Con el porcentaje de 30% y $N = 83.86$, de la fig 4.14 se obtiene N corregido por urbanización que es igual a 87

con $N = 87$ y $P = 3.12$ de la fig 4.6 se tiene que la lluvia efectiva $P_e = 1.07$

por lo tanto el gasto de pico es igual a

$$Q = 0.8 (16.7) (1.07) = 14.30 \text{ m}^3 / \text{seg}$$

Como se observa, al empezar a urbanizarse más la cuenca, el escurrimiento es mayor.

EJEMPLO 4.13.- CALCULO DEL GASTO MAXIMO EN UNA CUENCA URBANIZADA
UTILIZANDO LA FORMULA RACIONAL

Determinar el gasto de diseño para un periodo de retorno de 5 años, para las obras de entubamiento de la Zanja Madre ubicada en el Estado de México. En la zona comprendida desde el lindero CONFRACO hasta el río San Javier, en esta zona se localiza el predio TABLA HONDA, en el cual se construirá un conjunto habitacional.

Para la obtención del área total y de las áreas tributarias se utilizó el plano de Tlalnepantla 14-Q-h(55) de la Secretaría de la Defensa Nacional escala 1:25,000 ver fig 4.3.

Resumiendo en la siguiente tabla los resultados obtenidos

ZONA	DENOMINACION	SUPERFICIE KM ²
A1	Area contribución ZANJA MADRE I	9.7257
A2	Area contribución ZANJA MADRE II	4.2229
A3	Predio EL TENAYO	2.4337
A4	Predio CONFRACO	0.3143

La curva de intensidad-duración-periodo de retorno representativo de la cuenca en estudio esta dada por la expresión siguiente

$$i = 545.469 \left(\frac{T}{r} \right)^{0.2077} (d)^{-0.7404} \quad (\text{ver fig 4.4}).$$

Para poder obtener los gastos por tramo de las áreas determinadas se consideraron los tiempos de recorrido de acuerdo a las curvas existentes, luego se calculó la intensidad con las curvas $i-d-T$, considerando que el tiempo de recorrido es igual a la duración de la lluvia de diseño, y por último se aplicó la fórmula racional $Q = 0.278 C i A$.

donde

C es el coeficiente de escurrimiento adimensional.

i la intensidad de precipitación en mm/hr.

A el área de contribución en km².

Q el gasto máximo o de pico en m³/seg.

A continuación se resumen los resultados obtenidos en siguiente tabla

ZONA	COEFICIENTE DE ESC. (*)	AREA KM2	DURACION (d) min	INTENSIDAD i (mm/hr)	Q PARCIAL (m ³ /seg)
ZANJA MADRE I					
Zona suburbana	0.15	4.5242	75	31.16	5.879
Calles asfaltadas	0.70	0.5027	75	31.16	3.048
Praderas	0.15	4.6988	75	31.16	6.105
Suma		9.7257			15.032
ZANJA MADRE II					
Cemen. y parques	0.10	1.2410	75	31.16	1.075
Zona suburbana	0.15	1.4313	75	31.16	1.860
Calles asfaltadas	0.70	0.1590	75	31.16	0.964
Praderas	0.15	1.3916	75	31.16	1.808
Suma		4.229			5.707
CONFRACO					
Multifamiliares espaciados	0.50	0.3143	75	31.16	1.361
TENAYO					
Area semiurbana	0.33	0.6855	75	31.16	1.96
Multifamiliares espaciados	0.50	0.4680	75	31.16	2.027
Praderas	0.18	1.2802	75	31.16	1.996
Suma		2.4337			5.983
T O T A L					Q = 28.083 m ³ /seg

(*) Datos obtenidos de la tabla (4-17)

Por lo tanto la capacidad de la tubería que comprende el predio Tabla Honda, deberá ser suficiente para transportar un gasto máximo de $23.083 \frac{m^3}{seg}$.

4.14.- METODO GRAFICO ALEMAN

Calcular para la cuenca mostrada en la fig 4-14.a el hidrograma de escurrimiento en el sistema de colectores, para una tormenta con un periodo de retorno de 5 años. Los datos de que se dispone son:

Longitud y área de influencia de cada tramo de tubería (ver tabla 4.14-1), curva altura de precipitación-duración-periodo de retorno (ver fig 4-14-b) y en la tabla (4-14-2) se indica la elevación de los puntos indicados en la fig (4.14.a) además la cuenca esta ubicada en una zona residencial.



FIG. 4-14-a PLANO DE LA CUENCA

TABLA 4.14.1

ELEVACION DE LAS TUBERIAS			
Punto	Elevacion	Punto	Elevacion
A	2002.0	5	2009.5
1	2003.0	6	2012.0
2	2004.5	C	2014.5
3	2009.0	7	2009.5
B	2013.2	8	2011.5
d	2004.5	9	2013.0
		D	2016.0

TABLA 4.14.2

DATOS DE LA CUENCA					
Tramo	Area en 2 Km	Longitud en Km	Tramo	Area en 2 Km	Longitud en Km
A-1	0.056	0.225	5-6	0.074	0.370
1-2	0.048	0.270	6-C	0.092	0.420
2-3	0.039	0.280	4-7	0.091	0.300
3-8	0.134	0.610	7-8	0.062	0.300
1-4	0.042	0.275	8-9	0.078	0.240
4-5	0.067	0.300	9-D	0.109	0.500

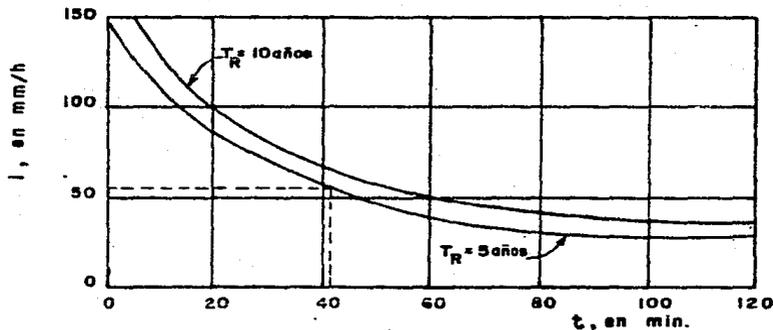


FIG 4.14.b CURVAS INTENSIDAD DE LA LLUVIA-DURACION-PERIDO DE RETORNO

Solucion

1. Cálculo del tiempo de concentración para la cuenca

El tiempo de concentración de la cuenca se calculó con la siguiente ecuación

$$t_c = \frac{3 \cdot 0.385}{0.87 L / H}$$

La longitud L que recorre una gota de agua que cae entre el punto más alejado y la salida de la cuenca es de 1.84 km y el desnivel H entre los dos puntos anteriores es de 14 m. Por tanto el tiempo de concentración de la cuenca es

$$t_c = \frac{3 \cdot 0.385}{0.87 (1.84)} = 0.69 \text{ h} \approx 41 \text{ min.}$$

2. Cálculo de la intensidad de lluvia

Como se desconoce cual es la duración promedio de la lluvia en la cuenca, se iguala dicha duración al tiempo de concentración de la cuenca; conocido el valor de la duración y con la fig.4.14b se obtiene la intensidad de lluvia i , que es igual a 55 mm/hr.

3. Cálculo del coeficiente de escurrimiento

El coeficiente de escurrimiento se obtiene con la ayuda de la tabla (4-17) que para una zona residencial (casas habitación) el coeficiente promedio es igual a 0.6.

4. Cálculo del gasto máximo para cada una de las subcuencas

El cálculo se hace aplicando la ec (3-1) y en ella los valores de c e i son constantes, por lo que sustituyendo los valores calculados anteriormente en la ecuación se expresa como

$$Q = 0.278 \times 0.6 \times 55 A \text{ o sea } Q = 9.174A$$

Con esta última expresión se calcula el gasto para cada subcuenca, sustituyendo en ella el valor correspondiente del área. En la tabla (4.14.3) se indican los resultados obtenidos.

5. Cálculo del tiempo de concentración para cada subcuenca

Con los datos de los colectores se calcula su tiempo de concentración para cada uno de ellos, la ecuación que se utilizó para ello es la misma que la del inciso 1. En la tabla (4.14.3) se muestran los valores obtenidos.

TABLA 4.14.3

TIEMPO DE CONCENTRACION Y GASTO DE CADA SUBCUENCA

Tramo	Area en 2 Km	Longitud en km	Desnivel en m	t (min) c	Q Σ m /seg
A-1	0.056	0.225	1.0	10	0.5
1-2	0.048	0.270	1.5	11	0.5
2-3	0.039	0.280	4.5	7	0.4
3-B	0.134	0.610	4.2	19	1.2
1-4	0.042	0.275	1.5	11	0.4
4-5	0.067	0.300	5.0	8	0.6
5-6	0.074	0.370	3.5	11	0.7
6-C	0.092	0.40	2.5	15	0.8
4-7	0.091	0.300	5.0	8	0.8
7-8	0.062	0.300	2.0	11	0.6
8-9	0.078	0.240	1.5	9	0.7
8-D	0.109	0.500	3.0	17	1.0

6. Cálculo del Hidrograma

Con los datos del gasto y tiempo de concentración se construyen los hidrogramas, para las condiciones mostradas en la fig 4.14a y posteriormente se suman todos. En la tabla (4.14.4) se muestran los resultados obtenidos y en la fig (4.14.C) el hidrograma resultante.

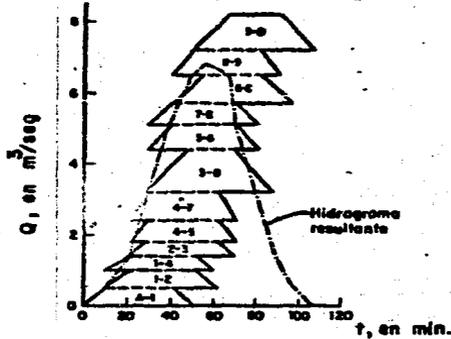


FIG. 4.14.C HIDROGRAMA OBTENIDO CON EL METODO GRAFICO ALEMAN

TABLA 4.14.4

Principia Hidrograma No.	Qmax inicial (gasto unico) Hidrograma No.	Qmax final (inicio re-cesion) Hidrograma No.	Termina Hidrograma No.	Tiempo en min	A-1	1-2	1-4	2-3	4-5	4-7	3-B	5-6	7-8	6-C	8-9	9-0	Q (SUM)
A-1				0													9.0
1-2, 1-4	A-1			10	0.5	0.0	0.0										0.5
2-3, 4-5																	
4-7	1-2, 1-4			21	0.5	0.5	0.4	0.0	0.0	0.0							1.4
3-8	2-3			28	0.5	0.5	0.4	0.4	0.5	0.7	0.0						3.0
5-6, 7-8	4-5, 4-7			29	0.9	0.5	0.4	0.4	0.6	0.8	0.1	0.0	0.0				3.3
6-C, 8-9	5-6, 7-8			40	0.5	0.5	0.4	0.4	0.6	0.8	0.8	0.7	0.6	0.0	0.0		5.3
		A-1		41	0.5	0.5	0.4	0.4	0.6	0.8	0.8	0.7	0.6	0.1	0.1		5.5
		3-8		47	0.2	0.5	0.4	0.4	0.6	0.9	1.2	0.7	0.6	0.4	0.5		6.3
9-0	8-9			49	0.1	0.5	0.4	0.4	0.6	0.8	1.2	0.7	0.6	0.5	0.7	0.0	6.5
		1-2, 1-4	A-1	51	0.0	0.5	0.4	0.4	0.6	0.8	1.2	0.7	0.6	0.6	0.7	0.1	6.6
	6-C			55		0.3	0.3	0.4	0.6	0.8	1.2	0.7	0.6	0.8	0.7	0.4	6.8
		2-3, 4-5															
		4-7	1-2, 1-4	62		0.0	0.0	0.4	0.6	0.8	1.2	0.7	0.6	0.8	0.7	0.8	6.6
	9-0			66				0.2	0.3	0.4	1.2	0.7	0.6	0.8	0.7	1.0	5.9
		3-8	2-3	69				0.0	0.1	0.1	0.2	0.7	0.6	0.8	0.7	1.0	5.2
		5-6, 7-8	4-5, 4-7	70					0.0	0.0	1.1	0.7	0.6	0.8	0.7	1.0	4.9
		6-C, 8-9	5-6, 7-8	81							0.4	0.0	0.0	0.8	0.7	1.0	2.9
			3-8	88										0.4	0.2	1.0	1.5
		9-0	8-9	90										0.3	0.0	1.0	1.3
			6-C	96										9.0	0.6	0.6	
			9-0	107											0.0	0.0	

EJEMPLO 4.15 METODO DEL HIDROGRAMA UNITARIO TRIANGULAR

Obtener el hidrograma unitario triangular para la cuenca mostrada en la figura 4.1 con área de 25 km², longitud cauce principal (L) 16.8 km, y un desnivel (H) en el cauce principal de 200 m.

1. Cálculo del tiempo de concentración mediante la ecuación de Kirpich.

$$t_c = \frac{0.86 L}{H} \sqrt{0.325} \quad t_c = \frac{0.86 (16.8)}{200} \sqrt{0.325} = 2.6 \text{ hrs}$$

2. Cálculo de la duración efectiva, ésta se puede calcular con la siguiente expresión $d = 2 t_c$ $d = 2 \cdot 2.6 = 3.2 \text{ hrs.}$

3. Calcular el tiempo de pico, con la ec $t_p = 0.5 d + 0.6 t_c$

$$t_p = 0.5 (3.2) + 0.6 (2.6) = 3.16 \text{ hrs}$$

4. Obtener el gasto de pico, mediante la ec $q_p = 0.208 A/t_p$

$$q_p = 0.208 \times 25 / 3.16 = 1.65$$

5. Calcular el tiempo de retraso, $t_R = 0.6 t_c = 0.6(2.6) = 1.56 \text{ hrs}$

6. Calcular el tiempo de receso $(t_r = 1.67 t_p) = 1.67(3.16) = 5.28$

7. El hidrograma unitario triangular que nos resulta se muestra en la fig (4.15.a).

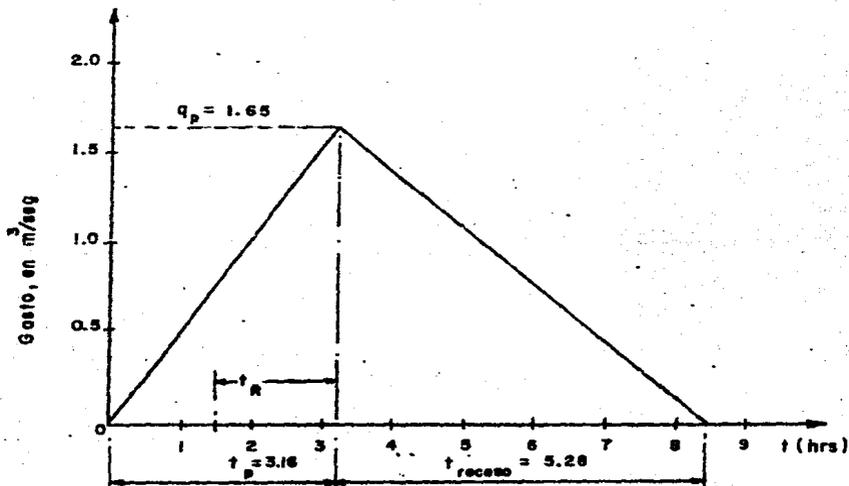


FIG 4-15-a HIDROGRAMA UNITARIO TRIANGULAR

4.16 EJEMPLO DEL METODO DE IZZARD .

El pavimento en una carretera de 72 pies de longitud, es de concreto asfáltico liso, y tiene una pendiente S de 0.005. Determine el hidrograma en el extremo aguas abajo del pavimento cuando se presente lluvia con una intensidad i de 1.89 pulg/hr y una duración de 10 min.

Solución

1. Determinar si es aplicable el METODO DE IZZARD es decir, comprobar si $i/L < 500$ entonces

$1.89 \text{ pulg/hr} \times 72 \text{ pies} = 136 < 500$ por lo tanto se puede utilizar el metodo descrito.

2. Mediante las ecuaciones de IZZARD se calculan los valores de

2.a.- Gasto del flujo superficial

$$q_e = iL/43,200 = 1.89 \times 72/43,200 = 0.00315 \text{ ft}^3/\text{seg}/\text{ft}$$

$$2.b.- K = (0.0007i + c)^{1/3} / S = (0.0007 \times 1.89 + 0.007)^{1/3} / (0.005)$$

$$K = 0.04867$$

donde $c = 0.007$ (obtenido de la tabla 3.3 subcapitulo 3.6)

2.c.- Volumen de agua

$$D_e = K L q_e^{1/3} = 0.04867 \times 72 \times (0.00315)^{1/3} = 0.5137 \text{ pies}^3$$

2.d.- Tiempo de equilibrio

$$t_e = 2D_e / 60 q_e = 2(0.5137) / 60 (0.00315) = 5.44 \text{ min}$$

El calculo de la curva ascendente del hidrograma se muestra en la tabla (4-16-1) con los datos obtenidos en esta tabla se va construyendo la gráfica del hidrograma como se ve en la fig 4.16-a.

TABLA 4.16.1

t	t/t_c	$q/q_c = r$	$F(r)$	L	q
1.00	0.193	0.05	0.0002
2.00	0.367	0.30	0.0010
2.50	0.458	0.48	0.0015
3.00	0.550	0.65	0.0021
4.00	0.733	0.85	0.0027
5.00	0.917	0.94	0.0030
5.45	1.000	0.97	0.0031
6.00	1.00	0.0032
7.00	1.00	0.0032
8.00	1.00	0.0032
9.00	1.00	0.0032
10.00	1.00	0.0032
10.43	1.00	0.0032
10.91	0.60	0.21	0.48	0.0019
11.40	0.40	0.42	0.97	0.0013
11.86	0.30	0.62	1.43	0.0009
12.64	0.20	0.96	2.21	0.0006
14.57	0.10	1.80	4.14	0.0003

CALCULO DEL HIDROGRAMA

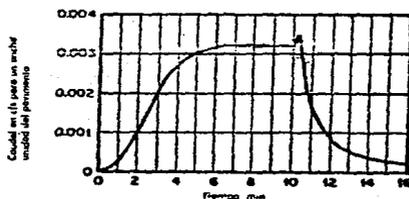


FIG.4.16.a HIDROGRAMA DE FLUJO SOBRE EL PAVIMENTO

5.- CONCLUSIONES

Los métodos empíricos como, por ejemplo, el de CREAGER tienen gran difusión debido a su sencillez, pero se pueden involucrar grandes errores al usarlos dando como resultado que la obra en estudio este sobrada, ya que el proceso de escurrimiento es mucho más complejo como para resumirlo en fórmulas de tipo directo, en las que sólo intervienen el área de la cuenca y un coeficiente de escurrimiento.

Los métodos estadísticos permiten asignarle una probabilidad de ocurrencia al gasto máximo que se puede presentar en la zona de estudio, usualmente no se usa el termino de probabilidad sino el de periodo de retorno. Sin embargo una limitación importante de este tipo de métodos es que generalmente se cuenta con pocos años de registro. Debido a lo anterior la ley de probabilidades que se obtiene con el ajuste es de un alto grado de incertidumbre y resulta ser solo una aproximación a la ley de probabilidades real.

Las funciones de probabilidad de uso frecuente en Hidrología fueron expuestas en el primer capítulo, y presentan las características siguientes

FUNCION NORMAL.— Se usa frecuentemente cuando se desea estudiar problemas relacionados con la descripción probabilística de los errores que se cometen en la medición.

FUNCION LOGNORMAL.— Se utiliza, entre otros casos, para estudiar los fenómenos en los cuales se tenga una multiplicación

de varios factores aleatorios.

FUNCION GAMMA.— Esta función se aplica para la generación de registros hidrológicos sintéticos. En particular es de gran ayuda para la generación de volúmenes de escurrimiento mensual en zonas en la que los datos registrados muestran una asimetría muy importante.

FUNCION DE DISTRIBUCION GUMBEL.— Esta función de distribución de valores extremos es la más usada en México para el estudio de los gastos máximos anuales en los ríos y por lo tanto para la determinación de la Avenida de Diseño.

FUNCION DE DISTRIBUCION EXPONENCIAL.— Esta función se utiliza en hidrología para el estudio estadístico de precipitaciones máximas anuales.

FUNCION DOBLE GUMBEL.— En algunas de las zonas del país las tormentas máximas pueden ser de tipo ciclónico lo cual influye en el escurrimiento, en este caso se presentan dos poblaciones diferentes, cuando esto suceda se propone utilizar el método conocido como Doble Gumbel. Por otra parte existen fundamentalmente dos tipos de métodos para la determinación de avenidas de diseño en las cuencas, uno es el estadístico y el empírico que proporcionan información solamente sobre el pico de la avenida; el otro es el de relación lluvia-escurrimiento, según el cual se fija un hidrograma unitario representativo y con ayuda de éste y conocida la lluvia de diseño se puede obtener el hidrograma de escurrimiento directo.

Los métodos de relación lluvia-escorrentamiento descritos en el CAP. 1, están sujetos a las condiciones propias para las cuales fueron deducidos, por ello no deben usarse en forma indiscriminada hasta no tener un conocimiento amplio de la cuenca en estudio y con base en esto poder seleccionar el que se apegue más al problema real.

El método de Hidrograma Unitario Instantáneo (H.U.I) es el más útil, pero desafortunadamente para su uso más adecuado se necesita calibrarlo con datos simultáneos de lluvia y escurrimiento.

Los principales factores que influyen en la selección del método o los métodos más apropiados para calcular la avenida de diseño son: la información disponible, las características de la obra y la magnitud de los daños que podrían causarse en caso de que se presentara una avenida mayor que la de diseño.

Los métodos descritos en el CAP. 2, se presentan tal y como fueron deducidos por sus autores, por lo cual sus fórmulas sólo son aplicables a las zonas estudiadas por ellos y hay que tener cuidado en su extrapolación. Sin embargo estos métodos son sencillos y fáciles de aplicar. Por ello en la República Mexicana debido a la escasez de datos de escurrimiento, su aplicación es de uso común.

Una de las principales ventajas del método de Chow es la posibilidad de usarlo con conocer solo algunos parámetros físicos de la cuenca y datos de la lluvia.

El método del SCS permite determinar la precipitación efectiva en función de la precipitación total, uso del suelo, su tratamiento, su composición, su pendiente y el estado de humedad inicial, esto último también es aplicable a los datos anteriores.

Los métodos que se presentan en el CAP. 3 son de uso frecuente para el cálculo de avenidas en zonas urbanas, drenajes en pavimentos y alcantarillas o colectores. La fórmula racional se usa bastante para el cálculo de gasto máximo en cuencas urbanas pequeñas, así como para valuar los escurrimientos máximos a las redes de alcantarillado pluvial o sanitario. El método Alemán, el cual se basa en la representación gráfica del escurrimiento del agua en el tramo; también es utilizado para el cálculo de gastos máximos en las alcantarillas. Los otros métodos son difíciles de aplicar en nuestro medio ya que no se cuenta con la información de como están conectadas al sistema de drenaje principal, el drenaje de azotéa, superficie impermeable, etc.

BIBLIOGRAFIA

- 1.- R. Springall G., "DRENAJE EN CUENCAS PEQUEÑAS", Publicación No. 143 del Instituto de Ingeniería.
- 2.- R. Springall G., "ESCURRIMIENTO EN CUENCAS GRANDES", Publicación No. 146 del Instituto de Ingeniería.
- 3.- R. Springall G., "HIDROLOGIA", Primera Parte Publicación D7 Instituto de Ingeniería.
- 4.- F. J. González Villareal, "CONTRIBUCION AL ANALISIS DE FRECUENCIAS DE VALORES EXTREMOS DE LOS GASTOS MAXIMOS EN UN RIO", Publicación No. 277 Instituto de Ingeniería.
- 5.- G. Sotelo Avila, "DRENAJE EN CARRETERAS Y AEROPUERTOS", Publicación No. 315 Instituto de Ingeniería.
- 6.- Victor Franco, "INTEGRACION DE ESTUDIOS DE HIDROLOGIA URBANA", Tesis de Maestría, UNAM, México, D.F.
- 7.- Arturo Marquez P., "DETERMINACION DE AVENIDAS DE DISEÑO PARA CUENCAS PEQUEÑAS NATURALES Y URBANAS", Tesis 1986 Facultad de Ingeniería UNAM.
- 8.- BOLETIN CLIMATOLOGICO No. 4, REGION HIDROLOGICA No. 3
- 9.- BOLETINES HIDROLOGICOS "REGION HIDROLOGICA No. 36 NAZAS-AGUANAVAL", Tomos I, II Y III de la SARH.
- 10.- Chow, V. T., "HANDBOOK OF APPLIED HYDROLOGY", Mc. Graw Hill 1964

11.- MANUAL DE DISEÑO DE OBRAS CIVILES HIDROTECNIA, CFE.

- 11.A-1-1 CONSIDERACIONES GENERALES
- 11.A-1-2 PRECIPITACION
- 11.A-1-3 ESCURRIMIENTO
- 11.A-1.4 PERDIDAS
- 11.A-1.5 PRECIPITACION Y ESCURRIMIENTO
- 11.A-1.6 ANALISIS ESTADISTICO
- 11.A-1.10 AVENIDA DE DISEÑO

12.- MANUAL DE DISEÑO DE OBRAS CIVILES HIDRAULICA, CFE-

- 12.A.2.16 METODOS NUMERICOS

13.- Krimgold, D.B., "ON THE HIDROLOGY OF CULVERTS PROCEDINGS",

Vol. 26, 1946

14.- Bronshtein I., "MANUAL DE MATEMATICAS PARA INGENIEROS Y ESTUDIANTES", Editorial MIR

15.- Viessman, W. Knapp, J. Lewis, "INTRODUCTION TO HIDROLOGY",
New York, 1977, Harper an Row Publishers

16.- Chow V. T., "HIDRAULICA DE LOS CANALES ABIERTOS", Editorial Diana

17.- Kite G. W., "FREQUENCY AND RISK ANALYSES INHIDROLOGY", Water Resources Publications

TABLA 4-1

DATOS OBTENIDOS DEL BOLETIN CLIMATOLOGICO No. 4 (SARH)
 REGION HIDROLOGICA No. 36 MAZAS-AGUAHAVAL
 ESTACION PRESA EL PALMITO
 MUNICIPIO INDE ENTIDAD DURANGO

AÑO	INTENSIDADES MAXIMAS EN MM/HR PARA DURACIONES EN MINUTOS									
	5	10	15	20	30	45	60	80	100	120
1	115.2	97.2	66.1	60.6	48.0	36.0	29.1	22.0	17.9	15.0
2	64.8	43.2	36.4	28.4	20.8	16.2	13.6	10.5	8.5	9.0
3	95.0	59.4	47.2	39.0	31.6	23.3	17.8	19.2	19.1	16.5
4	111.6	68.7	54.4	41.2	28.0	20.1	15.8	16.3	14.4	12.0
5	125.6	68.4	56.0	49.0	43.6	34.4	28.3	24.3	21.5	19.1
6	132.0	81.0	64.0	48.9	34.8	24.7	19.7	14.8	11.8	9.9
7	156.0	114.3	104.0	184.0	64.0	48.7	41.0	35.6	31.3	26.4
8	120.0	69.0	52.0	45.0	30.6	21.6	18.3	18.8	19.3	17.1
9	66.0	36.6	26.8	21.0	15.4	11.2	10.1	9.7	9.3	8.3
10	114.0	132.0	108.0	111.0	104.0	76.0	57.6	43.5	34.8	29.0
11	120.0	76.8	62.4	55.0	48.0	43.2	38.9	31.9	26.0	21.7
12	240.0	120.0	72.0	60.0	40.0	31.3	25.0	19.1	15.3	12.8
13	100.0	64.0	50.7	47.3	43.8	36.0	34.5	24.6	23.9	20.0
14	120.0	74.9	59.8	52.3	39.8	26.5	14.9	14.9	11.3	10.0
15	96.0	63.0	52.0	46.5	37.3	27.4	22.3	18.2	15.2	12.8
16	141.6	108.0	74.0	66.0	45.3	31.8	25.1	19.7	16.1	14.0
17	120.0	63.0	56.0	52.5	44.0	32.7	26.0	22.8	22.2	19.4
18	246.0	139.5	104.0	79.5	56.5	42.7	33.0	24.8	19.8	16.5
19	132.0	91.2	54.7	76.8	72.0	57.3	47.0	41.3	33.7	29.0
20	120.0	84.0	80.0	76.5	63.5	45.3	40.0	30.3	24.5	21.0
21	126.0	68.5	49.5	37.9	30.5	24.0	18.9	15.0	16.2	14.7
22	84.0	52.0	41.3	36.0	25.3	18.2	14.7	11.7	9.8	8.6
23	198.0	75.0	64.0	49.3	34.6	24.8	19.5	14.6	11.7	10.3
24	84.0	62.0	54.7	51.0	39.3	31.6	25.7	20.4	16.7	14.0
25	168.0	85.0	66.7	58.5	50.3	41.1	35.0	27.1	22.5	19.8
26	168.0	110.0	90.7	81.0	56.0	39.3	31.0	23.3	18.6	15.5
27	120.0	70.0	69.0	69.0	53.0	60.0	52.0	40.5	33.4	28.0
28	132.0	68.6	49.2	39.4	27.6	20.5	17.1	14.4	12.2	10.4
29	120.0	90.0	63.7	53.6	30.0	29.3	26.5	21.4	19.5	17.1
30	156.0	85.2	76.0	66.2	55.2	38.1	37.3	26.9	25.0	22.5

TABLA 4-2

INTENSIDADES MAXIMAS REGISTRADAS EN LA ESTACION CLIMATOLOGICA EL PALMITO
ORDENAMIENTO DE LOS VALORES

Orden (a)	T = n/m r años	D U R A C I O N (en min.)									
		5	10	15	20	30	45	60	80	100	120
1	31.00	246.0	139.5	108.0	111.0	104.0	76.0	57.6	43.5	34.8	29.9
2	15.50	240.0	132.0	104.0	84.0	72.0	60.0	52.0	41.3	33.7	29.0
3	10.33	168.0	120.0	104.0	81.0	64.0	57.3	47.0	39.5	33.4	28.6
4	7.75	168.0	114.9	90.7	79.5	63.5	48.7	41.0	35.6	31.3	26.4
5	6.20	156.0	110.0	80.0	76.8	58.0	45.3	40.0	31.9	26.0	22.5
6	5.17	156.0	100.0	76.0	76.5	56.5	43.2	38.9	30.3	25.0	21.7
7	4.43	141.6	91.2	74.0	69.0	56.0	42.7	37.5	29.6	24.5	21.0
8	3.88	132.0	90.0	72.0	66.2	55.2	41.1	35.0	27.1	23.9	20.0
9	3.44	132.0	85.2	69.0	66.0	50.3	39.3	34.5	26.9	22.5	19.8
10	3.10	132.0	85.0	66.7	60.6	48.0	38.1	33.0	24.8	22.2	19.4
11	2.82	126.0	84.0	66.1	60.0	48.0	36.0	31.0	24.3	21.5	19.1
12	2.58	120.0	81.0	65.7	58.5	45.3	36.0	29.1	23.3	19.8	17.1
13	2.38	120.0	78.0	64.0	55.2	44.0	34.4	28.3	22.8	19.5	17.1
14	2.21	120.0	77.2	64.0	53.6	43.8	32.7	26.5	22.0	19.3	16.5
15	2.07	120.0	76.8	62.4	52.5	43.6	31.8	26.0	21.4	19.1	16.5
16	1.94	120.0	75.0	59.8	52.3	40.0	31.6	25.7	20.4	18.6	15.5
17	1.82	120.0	74.9	56.0	51.0	39.8	31.3	25.1	19.7	17.8	15.0
18	1.72	120.0	69.0	56.0	49.8	39.3	29.3	25.0	19.2	16.7	14.7
19	1.63	115.2	68.7	54.7	49.3	37.3	27.4	22.3	19.1	16.2	14.0
20	1.55	114.0	68.6	54.7	48.9	34.0	26.5	19.9	18.8	16.1	14.0
21	1.48	111.6	68.6	54.4	47.3	34.6	24.8	19.7	18.2	15.3	12.8
22	1.41	108.0	68.4	52.0	46.5	31.6	24.7	19.5	16.3	15.2	12.8
23	1.35	100.0	64.0	52.0	45.0	30.6	24.0	18.9	15.0	14.4	12.0
24	1.29	105.6	63.0	50.7	41.2	30.4	23.3	18.3	14.9	12.2	10.4
25	1.24	96.0	63.0	49.5	39.9	30.0	21.6	17.8	14.8	11.9	10.3
26	1.19	95.0	62.0	49.2	39.4	28.0	20.5	17.1	14.6	11.8	10.0
27	1.15	84.0	59.4	47.2	39.0	27.6	20.1	15.8	14.4	11.7	9.9
28	1.11	84.0	52.0	41.3	36.0	25.3	18.2	14.7	11.7	9.8	9.0
29	1.07	66.0	43.2	36.4	28.4	20.8	16.2	13.6	10.5	9.3	8.6
30	1.03	64.8	36.6	26.8	21.0	15.4	11.2	10.1	9.7	8.5	8.3

TABLA 4.3

ORDENAMIENTO Y PERIODO DE RETORNO DE LOS VALORES
MAXIMOS DE PRECIPITACION EN LA ESTACION CLIMATOLOGICA EL PALMITO

Orden (n)	i	T = N/n r años	Log(i)		Log(T)		X		Log(d)		X		X # Y		X # X	
			Y	X	r	1	1	1	X	2	2	2	1	2		
1	246.0	31.00	2.3909	1.4914	2.2242	3.5657	0.6990	0.4886	1.6712	1.0424						
2	240.0	15.50	2.3892	1.1983	1.4169	2.8332	0.6990	0.4886	1.6637	0.8320						
3	169.0	10.33	2.2253	1.0441	1.0224	2.2567	0.6770	0.4886	1.5554	0.7088						
4	156.0	7.75	2.2253	0.8893	0.7909	1.9790	0.6990	0.4886	1.5554	0.6216						
5	156.0	6.20	2.1931	0.7924	0.6279	1.7378	0.6990	0.4886	1.5329	0.5539						
6	156.0	5.17	2.1931	0.7135	0.5091	1.5648	0.6990	0.4886	1.5329	0.4987						
7	141.6	4.43	2.1511	0.6464	0.4178	1.3995	0.6990	0.4886	1.5035	0.4518						
8	132.0	3.88	2.1296	0.5888	0.3467	1.2487	0.6990	0.4886	1.4822	0.4116						
9	132.0	3.44	2.1296	0.5366	0.2879	1.1378	0.6990	0.4886	1.4822	0.3750						
10	132.0	3.10	2.1296	0.4914	0.2414	1.0420	0.6990	0.4886	1.4822	0.3434						
11	126.0	2.82	2.1494	0.4592	0.2027	0.9457	0.6990	0.4886	1.4681	0.3147						
12	126.0	2.58	2.1792	0.4116	0.1694	0.8558	0.6990	0.4886	1.4533	0.2877						
13	126.0	2.38	2.1792	0.3766	0.1410	0.7830	0.6990	0.4886	1.4533	0.2632						
14	126.0	2.21	2.1792	0.3444	0.1186	0.7161	0.6990	0.4886	1.4533	0.2407						
15	126.0	2.07	2.1792	0.3160	0.0998	0.6570	0.6990	0.4886	1.4533	0.2209						
16	126.0	1.94	2.1792	0.2878	0.0828	0.5984	0.6990	0.4886	1.4533	0.2012						
17	126.0	1.82	2.1792	0.2601	0.0676	0.5407	0.6990	0.4886	1.4533	0.1818						
18	126.0	1.72	2.1792	0.2355	0.0555	0.4897	0.6990	0.4886	1.4533	0.1646						
19	115.2	1.63	2.1615	0.2122	0.0450	0.4374	0.6990	0.4886	1.4499	0.1483						
20	114.0	1.55	2.1569	0.1903	0.0362	0.3915	0.6990	0.4886	1.4377	0.1330						
21	111.6	1.48	2.1477	0.1703	0.0290	0.3486	0.6990	0.4886	1.4313	0.1190						
22	108.0	1.41	2.1354	0.1492	0.0223	0.3034	0.6990	0.4886	1.4213	0.1043						
23	102.0	1.33	2.1134	0.1303	0.0170	0.2650	0.6990	0.4886	1.4213	0.0911						
24	105.6	1.29	2.1237	0.1106	0.0122	0.2238	0.6990	0.4886	1.4145	0.0773						
25	96.0	1.24	1.9823	0.0934	0.0087	0.1852	0.6990	0.4886	1.3855	0.0653						
26	95.0	1.19	1.9777	0.0755	0.0057	0.1494	0.6990	0.4886	1.3824	0.0528						
27	84.0	1.15	1.9243	0.0607	0.0037	0.1168	0.6990	0.4886	1.3450	0.0424						
28	84.0	1.11	1.9243	0.0453	0.0021	0.0872	0.6990	0.4886	1.3450	0.0317						
29	66.0	1.07	1.8195	0.0294	0.0009	0.0533	0.6990	0.4886	1.2718	0.0205						
30	64.8	1.03	1.8116	0.0128	0.0002	0.0233	0.6990	0.4886	1.2662	0.0090						
TOTALES			62.4716	12.3165	9.0124	26.9276	20.9691	14.6568	43.6458	8.6088						

TABLA 4-5

ORDENAMIENTO Y PERIODO DE RETORNO DE LOS VALORES
MAXIMOS DE PRECIPITACION EN LA ESTACION CLIMATOLOGICA EL PALMITO

Orden (n)	i 100 min.	T = N/m r años	2		X 1	X #Y 1	2		X #y 2	X #X 1 2
			Log(i) Y	Log(T) X 1			X 1	X 2		
6	25.0	5.17	1.3979	0.7135	0.5091	0.9974	2.0000	4.0000	2.7959	1.4270
7	24.5	4.43	1.3892	0.6464	0.4178	0.8980	2.0000	4.0000	2.7783	1.2928
8	23.9	3.88	1.3784	0.5988	0.3467	0.8116	2.0000	4.0000	2.7568	1.1777
9	22.5	3.44	1.3522	0.5366	0.2879	0.7255	2.0000	4.0000	2.7044	1.0731
10	22.2	3.10	1.3464	0.4914	0.2414	0.6615	2.0000	4.0000	2.6927	0.9827
11	21.5	2.82	1.3324	0.4502	0.2027	0.5999	2.0000	4.0000	2.6649	0.9005
12	19.8	2.58	1.2967	0.4116	0.1694	0.5337	2.0000	4.0000	2.5933	0.8232
13	19.5	2.38	1.2900	0.3766	0.1418	0.4858	2.0000	4.0000	2.5801	0.7532
14	19.3	2.21	1.2856	0.3444	0.1186	0.4427	2.0000	4.0000	2.5711	0.6888
15	19.1	2.07	1.2810	0.3160	0.0998	0.4048	2.0000	4.0000	2.5621	0.6319
16	18.6	1.94	1.2695	0.2878	0.0828	0.3654	2.0000	4.0000	2.5390	0.5756
17	17.8	1.82	1.2504	0.2601	0.0676	0.3252	2.0000	4.0000	2.5008	0.5201
18	16.7	1.72	1.2227	0.2355	0.0555	0.2880	2.0000	4.0000	2.4454	0.4711
19	16.2	1.63	1.2095	0.2122	0.0450	0.2566	2.0000	4.0000	2.4190	0.4244
20	16.1	1.55	1.2068	0.1903	0.0362	0.2297	2.0000	4.0000	2.4137	0.3897
21	15.3	1.48	1.1847	0.1703	0.0290	0.2017	2.0000	4.0000	2.3694	0.3405
22	15.2	1.41	1.1818	0.1492	0.0223	0.1764	2.0000	4.0000	2.3637	0.2984
23	14.4	1.35	1.1584	0.1303	0.0170	0.1510	2.0000	4.0000	2.3167	0.2607
24	12.2	1.29	1.0864	0.1106	0.0122	0.1281	2.0000	4.0000	2.1727	0.2212
25	11.9	1.24	1.0755	0.0934	0.0087	0.1005	2.0000	4.0000	2.1511	0.1868
26	11.0	1.19	1.0719	0.0755	0.0057	0.0810	2.0000	4.0000	2.1438	0.1511
27	11.7	1.15	1.0682	0.0607	0.0037	0.0648	2.0000	4.0000	2.1364	0.1214
28	9.8	1.11	0.9912	0.0453	0.0021	0.0449	2.0000	4.0000	1.9825	0.0906
29	9.3	1.07	0.9685	0.0294	0.0009	0.0285	2.0000	4.0000	1.9370	0.0588
30	8.5	1.03	0.9294	0.0128	0.0002	0.0119	2.0000	4.0000	1.8588	0.0257

TABLA 4-6

ORDENAMIENTO Y PERIODO DE RETORNO DE LOS VALORES
MAXIMOS DE PRECIPITACION EN LA ESTACION CLIMATOLOGICA EL PALMITO

Orden (m)	i 120 min.	T = N/m r años	Log(i)		Log(T)		2		2		2	
			Y	X	r	l	X	Y	X	Y	X	Y
4	26.4	7.75	1.4216	0.8893	0.7909	1.2642	2.0792	4.3230	2.9558	1.8496		
5	22.5	6.20	1.3522	0.7924	0.6279	1.0715	2.0792	4.3230	2.8114	1.6475		
6	21.7	5.17	1.3365	0.7135	0.5091	0.9536	2.0792	4.3230	2.7787	1.4835		
7	21.0	4.43	1.3222	0.6464	0.4178	0.8547	2.0792	4.3230	2.7491	1.3440		
8	20.0	3.88	1.3010	0.5888	0.3467	0.7661	2.0792	4.3230	2.7051	1.2243		
9	19.8	3.44	1.2967	0.5366	0.2879	0.6957	2.0792	4.3230	2.6960	1.1156		
10	19.4	3.10	1.2878	0.4914	0.2414	0.6328	2.0792	4.3230	2.6776	1.0216		
11	19.1	2.82	1.2810	0.4502	0.2027	0.5768	2.0792	4.3230	2.6635	0.9361		
12	17.1	2.58	1.2330	0.4116	0.1694	0.5075	2.0792	4.3230	2.5636	0.8558		
13	17.1	2.38	1.2330	0.3766	0.1418	0.4643	2.0792	4.3230	2.5636	0.7830		
14	16.5	2.21	1.2175	0.3444	0.1186	0.4193	2.0792	4.3230	2.5314	0.7161		
15	16.5	2.07	1.2175	0.3160	0.0998	0.3847	2.0792	4.3230	2.5314	0.6579		
16	15.5	1.94	1.1903	0.2878	0.0828	0.3426	2.0792	4.3230	2.4749	0.5984		
17	15.0	1.82	1.1761	0.2601	0.0676	0.3059	2.0792	4.3230	2.4453	0.5407		
18	14.7	1.72	1.1673	0.2355	0.0555	0.2749	2.0792	4.3230	2.4271	0.4897		
19	14.0	1.63	1.1461	0.2122	0.0450	0.2432	2.0792	4.3230	2.3830	0.4412		
20	14.0	1.55	1.1461	0.1903	0.0362	0.2181	2.0792	4.3230	2.3830	0.3957		
21	12.8	1.48	1.1072	0.1703	0.0290	0.1885	2.0792	4.3230	2.3021	0.3540		
22	12.8	1.41	1.1072	0.1492	0.0223	0.1652	2.0792	4.3230	2.3021	0.3133		
23	12.0	1.35	1.0792	0.1303	0.0170	0.1407	2.0792	4.3230	2.2438	0.2710		
24	10.4	1.29	1.0170	0.1106	0.0122	0.1125	2.0792	4.3230	2.1146	0.2299		
25	10.3	1.24	1.0128	0.0934	0.0087	0.0946	2.0792	4.3230	2.1059	0.1942		
26	10.0	1.19	1.0000	0.0755	0.0057	0.0755	2.0792	4.3230	2.0792	0.1571		
27	9.9	1.15	0.9956	0.0607	0.0037	0.0604	2.0792	4.3230	2.0791	0.1262		
28	9.0	1.11	0.9542	0.0453	0.0021	0.0432	2.0792	4.3230	1.9800	0.0942		
29	8.6	1.07	0.9345	0.0294	0.0009	0.0275	2.0792	4.3230	1.9430	0.0611		
30	8.3	1.03	0.9191	0.0128	0.0002	0.0118	2.0792	4.3230	1.9109	0.0267		

TOTALES ...

300

473.1198 123.1650 90.1240 209.6384 452.0050 737.5798 676.8098 185.5706

TABLA 4.7

=====

VALORES DEL COEFICIENTE C DE CREAGER PARA LAS REGIONES

DE LA REPUBLICA MEXICANA

Region	Coefficiente de Creager
-----	-----
1.- Baja California Norte	30.0
2.- Baja California Sur	72.0
3.- Rio Colorado	14.0
4.- Noroeste	
a) Zona Norte	35.0
b) Zona Sur	64.0
5.- Sistema Lerma-Chapala-Santiago	
a) Lerma Chapala	16.0
b) Santiago	19.0
6.- Pacifico Centro	100.0
7.- Cuenca Rio Balsas	
a) Alto Balsas	18.0
b) Bajo Balsas	32.0
8.- Pacifico Sur	62.0
9.- Cuenca Rio Bravo	
a) Zona Conchos	23.0
b) Zona Salado y San Juan	91.0
10.- Golfo Norte	61.0
11.- Cuenca Rio Panuco	
a) Alto Panuco	14.0
b) Bajo Panuco	67.0
12.- Golfo Centro	59.0
13.- Cuenca Rio Papaloapan	36.0
14.- Golfo Sur	36.0
15.- Sistema Grijalva-Usumacinta	50.0
16.- Peninsula de Yucatan	3.7
17.- Cuenca Cerrada del Nte, Zona Norte	4.0
18.- Cuenca Cerrada del Nte, Zona Sur	26.0
19.- El Salado, Zona Sur	45.0
20.- Durango	8.4
21.- Cuenca de Cuitzeo y Patzcuaro	6.8
22.- Valle de Mexico	19.0
23.- Cuenca del Rio Metztilian	37.0

TABLA 4.8

=====

VALORES TÍPICOS DEL COEFICIENTE DE ESCURRIMIENTO

=====

TIPO DEL AREA DRENADA	COEFICIENTE DE ESCURRIMIENTO	
	Minimo	Maximo
ZONAS COMERCIALES		
Zona Comercial	0.70	0.95
Vecindarios	0.50	0.70
ZONAS RESIDENCIALES		
Unifamiliares	0.30	0.50
Multifamiliares espaciados	0.40	0.60
Multifamiliares compactos	0.60	0.75
Semiurbanas	0.25	0.40
Casas habitacion	0.50	0.70
ZONAS INDUSTRIALES		
Espaciado	0.50	0.80
Compacto	0.60	0.90
CEMENTERIOS Y PARQUES	0.10	0.25
CAMPOS DE JUEGO	0.20	0.35
PATIOS DE FERROCARRIL	0.20	0.40
ZONAS SUBURBANAS	0.10	0.30
CALLES		
Asfaltadas	0.70	0.95
Concreto hidraulico	0.60	0.95
Adoquinadas	0.70	0.85
ESTACIONAMIENTOS	0.75	0.85
TECHADOS	0.75	0.95
PRADERAS		
Suelos arenosos planos (pendientes ≤ 0.02)	0.05	0.10
Suelos arenosos escarpados medias ($0.02 - 0.07$)	0.10	0.15
Suelos arenosos escarpados (0.07 o mas)	0.15	0.20
Suelos arcillosos planos (0.02 o menos)	0.13	0.17
Suelos arcillosos con pend. medias ($0.02 - 0.07$)	0.18	0.22
Suelos arcillosos escarpados (0.07 o mas)	0.25	0.35

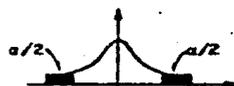
TABLA 4.9

n	y_n	σ_n	n	y_n	σ_n
8	.4843	.9043	49	.5481	1.1590
9	.4902	.9288	50	.54854	1.16066
10	.4952	.9497	51	.5489	1.1623
11	.4996	.9676	52	.5493	1.1638
12	.5035	.9833	53	.5497	1.1653
13	.5070	.9972	54	.5501	1.1667
14	.5100	1.0095	55	.5504	1.1681
15	.5128	1.02057	56	.5508	1.1696
16	.5157	1.0316	57	.5511	1.1708
17	.5181	1.0411	58	.5515	1.1721
18	.5202	1.0493	59	.5518	1.1734
19	.5220	1.0566	60	.55208	1.17467
20	.52355	1.06283	62	.5527	1.1770
21	.5252	1.0696	64	.5533	1.1793
22	.5268	1.0754	66	.5538	1.1814
23	.5283	1.0811	68	.5543	1.1834
24	.5296	1.0864	70	.55477	1.18536
25	.53086	1.09145	72	.5552	1.1873
26	.5320	1.0961	74	.5557	1.1890
27	.5332	1.1004	76	.5561	1.1906
28	.5343	1.1047	78	.5565	1.1923
29	.5353	1.1086	80	.55688	1.19382
30	.53622	1.11238	82	.5572	1.1953
31	.5371	1.1159	84	.5576	1.1967
32	.5380	1.1193	86	.5580	1.1980
33	.5388	1.1226	88	.5583	1.1994
34	.5396	1.1255	90	.55860	1.20073
35	.54034	1.12847	92	.5589	1.2020
36	.5410	1.1313	94	.5592	1.2032
37	.5418	1.1339	96	.5595	1.2044
38	.5424	1.1363	98	.5598	1.2055
39	.5430	1.1388	100	.56002	1.20649
40	.54352	1.14132	150	.56461	1.22534
41	.5442	1.1436	200	.56715	1.23598
42	.5448	1.1458	250	.56878	1.24292
43	.5453	1.1480	300	.56993	1.24786
44	.5458	1.1499	400	.57144	1.25450
45	.54630	1.15185	500	.57240	1.25880
46	.5468	1.1538	750	.57377	1.26506
47	.5473	1.1557	1000	.57450	1.26851
48	.5477	1.1574		.57722	1.28255

TABLA 4.10

ϕ	$\sqrt{n} \alpha \sigma_m$
.01	(2.1607)
.02	(1.7894)
.05	(1.4550)
.10	(1.3028)
.15	1.2548
.20	1.2427
.25	1.2494
.30	1.2687
.35	1.2981
.40	1.3366
.45	1.3845
.50	1.4427
.55	1.5130
.60	1.5984
.65	1.7034
.70	1.8355
.75	2.0069
.80	2.2408
.85	2.5849
.90	(3.1639)
.95	(4.4721)
.98	(7.0710)
.99	(10.000)

TABLA 4.11 Valores de $t_{\alpha/2}$



Función t de Student.

ν	$\alpha = 0.10$	$\alpha = 0.05$	$\alpha = 0.025$	$\alpha = 0.01$	$\alpha = 0.005$	ν
1	3.078	6.314	12.706	31.821	63.657	1
2	1.886	2.920	4.303	6.965	9.925	2
3	1.638	2.353	3.182	4.541	5.841	3
4	1.533	2.132	2.776	3.747	4.604	4
5	1.476	2.015	2.571	3.365	4.032	5
6	1.440	1.943	2.447	3.143	3.707	6
7	1.415	1.895	2.365	2.998	3.499	7
8	1.397	1.860	2.306	2.896	3.355	8
9	1.383	1.833	2.262	2.821	3.250	9
10	1.372	1.812	2.228	2.764	3.169	10
11	1.363	1.796	2.201	2.718	3.106	11
12	1.356	1.782	2.179	2.681	3.055	12
13	1.350	1.771	2.160	2.650	3.012	13
14	1.345	1.761	2.145	2.624	2.977	14
15	1.341	1.753	2.131	2.602	2.947	15
16	1.337	1.746	2.120	2.583	2.921	16
17	1.333	1.740	2.110	2.567	2.898	17
18	1.330	1.734	2.101	2.552	2.878	18
19	1.328	1.729	2.093	2.539	2.861	19
20	1.325	1.725	2.086	2.528	2.845	20
21	1.323	1.721	2.080	2.518	2.831	21
22	1.321	1.717	2.074	2.508	2.818	22
23	1.319	1.714	2.069	2.500	2.807	23
24	1.318	1.711	2.064	2.492	2.797	24
25	1.316	1.708	2.060	2.485	2.787	25
26	1.315	1.706	2.056	2.479	2.779	26
27	1.314	1.703	2.052	2.473	2.771	27
28	1.313	1.701	2.048	2.467	2.763	28
29	1.311	1.699	2.045	2.462	2.756	29
inf.	1.282	1.645	1.900	2.326	2.576	inf.

TABLA 4.12.0

VALORES DEL COEFICIENTE K

C ₁	n, en porcentaje																					
	0.01	0.1	0.3	1	2	3	5	10	20	25	30	40	50	60	70	75	80	90	95	99	99.9	
0.0	3.72	3.09	2.58	2.39	2.22	1.88	1.64	1.28	0.84	0.47	0.32	0.25	0.00	-0.23	-0.52	-0.67	-0.84	-1.28	-1.64	-1.88	-2.33	-2.69
0.05	3.53	3.16	2.42	2.30	2.06	1.90	1.65	1.25	0.84	0.44	0.31	0.24	-0.01	-0.24	-0.52	-0.68	-0.84	-1.25	-1.62	-1.88	-2.39	-2.62
0.1	3.04	3.23	2.47	2.40	2.11	1.92	1.67	1.29	0.84	0.44	0.31	0.24	-0.02	-0.27	-0.53	-0.68	-0.85	-1.27	-1.61	-1.84	-2.25	-2.55
0.15	4.05	3.31	2.71	2.44	2.13	1.94	1.68	1.20	0.84	0.40	0.30	0.23	-0.02	-0.26	-0.54	-0.88	-0.85	-1.26	-1.60	-1.82	-2.12	-2.31
0.2	4.16	3.38	2.74	2.47	2.16	1.96	1.70	1.30	0.83	0.45	0.30	0.22	-0.03	-0.28	-0.58	-0.69	-0.85	-1.26	-1.58	-1.79	-2.18	-2.61
0.25	4.27	3.45	2.81	2.53	2.18	1.98	1.71	1.30	0.82	0.64	0.49	0.21	0.04	-0.29	-0.18	-0.70	-0.83	-1.25	-1.56	-1.77	-2.14	-2.69
0.3	4.28	3.52	2.85	2.54	2.21	2.03	1.73	1.31	0.82	0.44	0.48	0.20	-0.05	-0.30	-0.58	0.70	-0.85	-1.24	-1.55	-1.75	-2.10	2.67
0.35	4.32	3.59	2.90	2.58	2.23	2.02	1.73	1.32	0.82	0.44	0.48	0.20	-0.06	-0.30	-0.56	-0.70	-0.85	-1.24	-1.53	-1.72	-2.06	2.60
0.4	4.61	3.56	2.95	2.61	2.26	2.04	1.75	1.32	0.82	0.43	0.47	0.19	-0.07	-0.31	0.57	-0.71	-0.85	-1.23	-1.52	-1.70	-2.03	2.54
0.45	4.72	3.74	2.99	2.64	2.28	2.06	1.76	1.32	0.82	0.42	0.46	0.18	-0.05	-0.32	0.58	-0.71	-0.85	-1.22	-1.51	-1.68	-2.00	2.47
0.5	4.83	3.81	3.04	2.68	2.31	2.08	1.77	1.32	0.81	0.62	0.46	0.17	-0.08	-0.33	0.58	-0.71	-0.85	-1.22	-1.49	-1.66	-1.96	2.40
0.55	4.94	3.88	3.04	2.72	2.33	2.10	1.78	1.32	0.80	0.62	0.45	0.16	-0.09	-0.34	0.58	-0.72	-0.85	-1.21	-1.47	-1.64	-1.92	2.33
0.6	5.05	3.96	3.13	2.75	2.35	2.12	1.80	1.32	0.80	0.41	0.44	0.15	-0.10	-0.34	0.59	-0.72	-0.85	-1.20	-1.45	-1.63	-1.89	2.27
0.65	5.16	4.03	3.17	2.78	2.37	2.14	1.81	1.32	0.79	0.40	0.44	0.15	-0.11	-0.35	0.60	-0.72	-0.85	-1.19	-1.44	-1.59	-1.84	2.20
0.7	5.28	4.10	3.22	2.82	2.40	2.15	1.82	1.32	0.79	2.59	0.43	0.14	0.12	-0.34	0.60	-0.72	-0.85	-1.18	-1.42	-1.57	-1.81	2.14
0.75	5.39	4.17	3.26	2.86	2.42	2.16	1.83	1.34	0.78	0.28	0.42	0.13	0.12	-0.34	0.60	-0.72	-0.85	-1.18	-1.40	-1.54	-1.78	2.09
0.8	5.50	4.24	3.31	2.89	2.45	2.18	1.84	1.34	0.78	3.58	0.41	0.12	0.13	-0.37	0.60	-0.72	-0.85	-1.17	-1.38	-1.52	-1.74	2.02
0.85	5.62	4.31	3.35	2.92	2.47	2.20	1.85	1.34	0.78	0.19	0.40	0.12	-0.14	-0.38	0.60	-0.72	-0.85	-1.16	-1.36	-1.49	-1.70	1.95
0.9	5.73	4.38	3.40	2.94	2.50	2.22	1.86	1.34	0.77	3.17	0.40	0.11	0.13	-0.38	0.61	-0.72	-0.85	-1.15	-1.35	-1.47	-1.66	1.90
0.95	5.84	4.46	3.44	2.99	2.52	2.24	1.87	1.34	0.76	3.55	0.39	0.10	0.16	-0.38	0.62	-0.72	-0.85	-1.14	-1.34	-1.44	-1.52	1.84
1.0	5.96	4.53	3.49	3.02	2.54	2.25	1.88	1.34	0.76	3.55	0.38	0.09	0.16	-0.39	0.62	-0.72	-0.85	-1.13	-1.32	-1.42	-1.59	1.79
0.05	6.07	4.60	3.53	3.06	2.56	2.26	1.88	1.34	0.75	3.34	0.37	0.08	-0.17	-0.43	0.62	-0.74	-0.85	-1.12	-1.29	-1.40	-1.56	1.74
1.1	6.18	4.67	3.58	3.09	2.58	2.28	1.89	1.34	0.74	3.34	0.36	0.07	-0.18	-0.43	0.62	-0.74	-0.85	-1.10	-1.28	-1.38	-1.52	1.68
1.15	6.30	4.74	3.62	3.12	2.60	2.30	1.90	1.34	0.74	3.32	0.36	0.06	-0.19	-0.43	0.62	-0.74	-0.85	-1.10	-1.26	-1.36	-1.48	1.63
1.2	6.41	4.81	3.66	3.15	2.62	2.32	1.92	1.34	0.73	3.32	0.35	0.05	-0.19	-0.43	0.62	-0.74	-0.84	-1.07	-1.22	-1.32	-1.42	1.53
1.25	6.52	4.88	3.70	3.18	2.64	2.32	1.93	1.34	0.72	3.32	0.34	0.04	-0.20	-0.43	0.62	-0.74	-0.84	-1.06	-1.20	-1.28	-1.38	1.48
1.3	6.64	4.95	3.74	3.21	2.67	2.34	1.94	1.34	0.72	3.31	0.33	0.04	-0.21	-0.43	0.62	-0.74	-0.84	-1.05	-1.19	-1.26	-1.35	1.44
1.35	6.74	5.02	3.78	3.24	2.69	2.35	1.94	1.34	0.72	3.30	0.32	0.03	-0.22	-0.44	0.64	-0.74	-0.83	-1.04	-1.17	-1.22	-1.32	1.39
1.4	6.87	5.09	3.83	3.27	2.71	2.37	1.95	1.34	0.71	3.29	0.31	0.03	-0.23	-0.44	0.64	-0.74	-0.82	-1.03	-1.15	-1.21	-1.30	1.35
1.45	6.98	5.16	3.87	3.30	2.72	2.38	1.95	1.33	0.70	3.28	0.30	0.01	0.23	-0.44	0.64	-0.74	-0.82	-1.02	-1.13	-1.19	-1.26	1.31
1.5	7.09	5.24	3.91	3.33	2.74	2.39	1.96	1.33	0.69	3.27	0.30	0.00	0.24	-0.44	0.64	-0.74	-0.82	-1.02	-1.11	-1.16	-1.23	1.27
1.55	7.20	5.32	3.95	3.36	2.76	2.40	1.96	1.33	0.68	3.26	0.29	0.01	0.24	-0.43	0.64	-0.73	-0.82	-1.00	-1.10	-1.14	-1.20	1.24
1.6	7.31	5.37	3.99	3.39	2.78	2.42	1.97	1.32	0.68	3.26	0.28	0.02	0.25	-0.43	0.64	-0.73	-0.81	-0.99	-1.08	-1.12	-1.17	1.20
1.65	7.42	5.44	4.03	3.42	2.80	2.43	1.97	1.32	0.67	3.25	0.27	0.02	0.26	-0.43	0.64	-0.72	-0.81	-0.97	-1.06	-1.10	-1.14	1.17
1.7	7.54	5.50	4.07	3.46	2.82	2.44	1.98	1.32	0.66	3.24	0.26	0.03	0.27	-0.47	0.64	-0.72	-0.81	-0.97	-1.06	-1.10	-1.14	1.14
1.75	7.65	5.57	4.11	3.47	2.83	2.45	1.98	1.32	0.65	3.23	0.25	0.04	0.28	-0.48	0.64	-0.72	-0.80	-0.96	-1.04	-1.08	-1.12	1.11

TESIS CON FALLAS DE ORIGEN

TABLA 4.12.b
VALORES DE K

C ₁	d, en porcentaje																			C ₂				
	0.01	0.1	0.5	1	2	3	5	10	20	25	30	40	50	60	70	75	80	90	95		97	99	99.9	
1.75	0.64	1.13	1.70	2.35	3.06	3.81	4.61	5.46	6.35	7.28	8.24	9.22	10.22	11.24	12.28	13.34	14.41	15.49	16.58	17.68	18.78	19.88	20.98	22.08
1.85	0.78	1.35	2.05	2.80	3.60	4.45	5.34	6.26	7.21	8.18	9.16	10.16	11.18	12.21	13.25	14.30	15.36	16.43	17.50	18.58	19.66	20.74	21.82	22.90
1.95	0.92	1.55	2.30	3.15	4.05	4.95	5.90	6.86	7.84	8.84	9.84	10.84	11.84	12.84	13.84	14.84	15.84	16.84	17.84	18.84	19.84	20.84	21.84	22.84
2.05	1.06	1.75	2.60	3.55	4.50	5.45	6.44	7.44	8.44	9.44	10.44	11.44	12.44	13.44	14.44	15.44	16.44	17.44	18.44	19.44	20.44	21.44	22.44	23.44
2.15	1.20	1.95	2.85	3.85	4.85	5.85	6.85	7.85	8.85	9.85	10.85	11.85	12.85	13.85	14.85	15.85	16.85	17.85	18.85	19.85	20.85	21.85	22.85	23.85
2.25	1.34	2.15	3.10	4.15	5.20	6.25	7.30	8.35	9.40	10.45	11.50	12.55	13.60	14.65	15.70	16.75	17.80	18.85	19.90	20.95	22.00	23.05	24.10	25.15
2.35	1.48	2.35	3.35	4.45	5.55	6.65	7.75	8.85	9.95	11.05	12.15	13.25	14.35	15.45	16.55	17.65	18.75	19.85	20.95	22.05	23.15	24.25	25.35	26.45
2.45	1.62	2.55	3.60	4.75	5.90	7.05	8.20	9.35	10.50	11.65	12.80	13.95	15.10	16.25	17.40	18.55	19.70	20.85	22.00	23.15	24.30	25.45	26.60	27.75
2.55	1.76	2.75	3.85	5.05	6.25	7.45	8.65	9.85	11.05	12.25	13.45	14.65	15.85	17.05	18.25	19.45	20.65	21.85	23.05	24.25	25.45	26.65	27.85	29.05
2.65	1.90	2.95	4.10	5.35	6.60	7.85	9.10	10.35	11.60	12.85	14.10	15.35	16.60	17.85	19.10	20.35	21.60	22.85	24.10	25.35	26.60	27.85	29.10	30.35
2.75	2.04	3.15	4.35	5.65	6.95	8.25	9.55	10.85	12.15	13.45	14.75	16.05	17.35	18.65	19.95	21.25	22.55	23.85	25.15	26.45	27.75	29.05	30.35	31.65
2.85	2.18	3.35	4.60	5.95	7.30	8.60	9.90	11.20	12.50	13.80	15.10	16.40	17.70	19.00	20.30	21.60	22.90	24.20	25.50	26.80	28.10	29.40	30.70	32.00
2.95	2.32	3.55	4.85	6.25	7.60	8.95	10.30	11.65	13.00	14.35	15.70	17.05	18.40	19.75	21.10	22.45	23.80	25.15	26.50	27.85	29.20	30.55	31.90	33.25
3.05	2.46	3.75	5.15	6.55	7.95	9.35	10.75	12.15	13.55	14.95	16.35	17.75	19.15	20.55	21.95	23.35	24.75	26.15	27.55	28.95	30.35	31.75	33.15	34.55
3.15	2.60	3.95	5.40	6.85	8.30	9.70	11.10	12.50	13.90	15.30	16.70	18.10	19.50	20.90	22.30	23.70	25.10	26.50	27.90	29.30	30.70	32.10	33.50	34.90
3.25	2.74	4.15	5.65	7.10	8.55	10.00	11.45	12.90	14.35	15.80	17.25	18.70	20.15	21.60	23.05	24.50	25.95	27.40	28.85	30.30	31.75	33.20	34.65	36.10
3.35	2.88	4.35	5.90	7.40	8.90	10.40	11.90	13.40	14.90	16.40	17.90	19.40	20.90	22.40	23.90	25.40	26.90	28.40	29.90	31.40	32.90	34.40	35.90	37.40
3.45	3.02	4.55	6.10	7.65	9.20	10.75	12.30	13.85	15.40	16.95	18.50	20.05	21.60	23.15	24.70	26.25	27.80	29.35	30.90	32.45	34.00	35.55	37.10	38.65
3.55	3.16	4.75	6.35	7.95	9.55	11.15	12.75	14.35	15.95	17.55	19.15	20.75	22.35	23.95	25.55	27.15	28.75	30.35	31.95	33.55	35.15	36.75	38.35	39.95
3.65	3.30	4.95	6.60	8.20	9.85	11.50	13.15	14.80	16.45	18.10	19.75	21.40	23.05	24.70	26.35	28.00	29.65	31.30	32.95	34.60	36.25	37.90	39.55	41.20
3.75	3.44	5.15	6.85	8.50	10.20	11.90	13.60	15.30	17.00	18.70	20.40	22.10	23.80	25.50	27.20	28.90	30.60	32.30	34.00	35.70	37.40	39.10	40.80	42.50
3.85	3.58	5.35	7.10	8.80	10.55	12.30	14.05	15.80	17.55	19.30	21.05	22.80	24.55	26.30	28.05	29.80	31.55	33.30	35.05	36.80	38.55	40.30	42.05	43.80
3.95	3.72	5.55	7.35	9.10	10.90	12.70	14.50	16.30	18.10	19.90	21.70	23.50	25.30	27.10	28.90	30.70	32.50	34.30	36.10	37.90	39.70	41.50	43.30	45.10
4.05	3.86	5.75	7.60	9.40	11.25	13.10	14.95	16.80	18.65	20.50	22.35	24.20	26.05	27.90	29.75	31.60	33.45	35.30	37.15	39.00	40.85	42.70	44.55	46.40
4.15	4.00	5.95	7.85	9.70	11.60	13.50	15.40	17.30	19.20	21.10	23.00	24.90	26.80	28.70	30.60	32.50	34.40	36.30	38.20	40.10	42.00	43.90	45.80	47.70
4.25	4.14	6.15	8.05	9.95	11.90	13.85	15.80	17.75	19.70	21.65	23.60	25.55	27.50	29.45	31.40	33.35	35.30	37.25	39.20	41.15	43.10	45.05	47.00	48.95
4.35	4.28	6.35	8.30	10.25	12.20	14.15	16.10	18.05	20.00	21.95	23.90	25.85	27.80	29.75	31.70	33.65	35.60	37.55	39.50	41.45	43.40	45.35	47.30	49.25
4.45	4.42	6.55	8.55	10.50	12.50	14.45	16.40	18.35	20.30	22.25	24.20	26.15	28.10	30.05	32.00	33.95	35.90	37.85	39.80	41.75	43.70	45.65	47.60	49.55
4.55	4.56	6.75	8.80	10.75	12.75	14.70	16.65	18.60	20.55	22.50	24.45	26.40	28.35	30.30	32.25	34.20	36.15	38.10	40.05	42.00	43.95	45.90	47.85	49.80
4.65	4.70	6.95	9.00	10.95	12.95	14.90	16.85	18.80	20.75	22.70	24.65	26.60	28.55	30.50	32.45	34.40	36.35	38.30	40.25	42.20	44.15	46.10	48.05	50.00
4.75	4.84	7.15	9.20	11.15	13.15	15.10	17.05	19.00	20.95	22.90	24.85	26.80	28.75	30.70	32.65	34.60	36.55	38.50	40.45	42.40	44.35	46.30	48.25	50.20
4.85	4.98	7.35	9.40	11.35	13.35	15.30	17.25	19.20	21.15	23.10	25.05	27.00	28.95	30.90	32.85	34.80	36.75	38.70	40.65	42.60	44.55	46.50	48.45	50.40
4.95	5.12	7.55	9.60	11.55	13.55	15.50	17.45	19.40	21.35	23.30	25.25	27.20	29.15	31.10	33.05	35.00	36.95	38.90	40.85	42.80	44.75	46.70	48.65	50.60
5.05	5.26	7.75	9.80	11.75	13.75	15.70	17.65	19.60	21.55	23.50	25.45	27.40	29.35	31.30	33.25	35.20	37.15	39.10	41.05	43.00	44.95	46.90	48.85	50.80
5.15	5.40	7.95	10.00	11.95	13.95	15.90	17.85	19.80	21.75	23.70	25.65	27.60	29.55	31.50	33.45	35.40	37.35	39.30	41.25	43.20	45.15	47.10	49.05	51.00
5.25	5.54	8.15	10.20	12.15	14.15	16.10	18.05	20.00	21.95	23.90	25.85	27.80	29.75	31.70	33.65	35.60	37.55	39.50	41.45	43.40	45.35	47.30	49.25	51.20

C ₁	d, en porcentaje																			C ₂				
	0.0	1	0.5	1	2	3	5	10	20	25	30	40	50	60	70	75	80	90	95		97	99	99.9	
3.55	2.68	5.27	4.22	5.16	5.76	6.41	7.11	7.85	8.63	9.44	10.28	11.14	12.02	12.92	13.84	14.78	15.74	16.71	17.70	18.70	19.71	20.74	21.78	22.83
3.6	2.72	5.31	4.24	5.17	5.76	6.41	7.11	7.85	8.63	9.44	10.28	11.14	12.02	12.92	13.84	14.78	15.74	16.71	17.70	18.70	19.71	20.74	21.78	22.83
3.65	2.76	5.35	4.27	5.19	5.78	6.43	7.13	7.87	8.65	9.46	10.30	11.16	12.04	12.94	13.86	14.82	15.79	16.76	17.74	18.74	19.75	20.78	21.82	22.87
3.7	2.80	5.39	4.30	5.22	5.81	6.46	7.16	7.90	8.68	9.49	10.33	11.19	12.07	12.97	13.89	14.86	15.83	16.80	17.78	18.78	19.79	20.82	21.86	22.91
3.75	2.84	5.43	4.33	5.25	5.84	6.49	7.19	7.93	8.71	9.52	10.36	11.22	12.10	13.00	13.92	14.89	15.86	16.83	17.82	18.82	19.83	20.86	21.90	22.95
3.8	2.88	5.47	4.36	5.28	5.87	6.52	7.22	7.96	8.74	9.55	10.39	11.25	12.13	13.03	13.95	14.92	15.89	16.86	17.85	18.85	19.86	20.89	21.93	22.98
3.85	2.92	5.51	4.39	5.31	5.90	6.55	7.25	7.99	8.77	9.58	10.42	11.28	12.16	13.06	13									

TABLA 4-13

=====

SELECCION DEL NUMERO DE ESCURRIMIENTO N

Uso de Tierra o Cobertura	Condicion de la Superficie	Pendiente Terreno %	Tipo de suelo.			
			A	B	C	D
Bosques (sembrados y cultivados)	Ralo, baja transpiracion	-----	45	66	77	83
	Normal, transpiracion media		36	60	73	79
	Espeso o alta transpiracion		25	55	70	77
Caminos	De tierra	-----	72	82	87	89
	Superficie dura		74	84	90	92
Bosques naturales	Muy ralo o baja transpiracion	-----	56	75	86	91
	Ralo, baja transpiracion		46	68	78	84
	Normal, transpiracion media		36	60	70	76
	Espeso o alta transpiracion		25	52	62	69
	Muy espeso, alta transpiracion		15	44	54	61
Sin cultivo	Surcos rectos	-----	77	86	91	94
Cultivos en surco	Surcos rectos	> 1	72	81	88	91
	Surcos rectos	< 1	67	78	85	89
	Contorneo	> 1	70	79	84	88
	Contorneo	< 1	65	75	82	86
	Terrazas	> 1	66	74	79	82
	Terrazas	< 1	62	71	78	81
Cereales	Surcos rectos	> 1	65	76	84	88
	Surcos rectos	< 1	63	75	83	87
	Contorneo	> 1	63	74	82	85
	Contorneo	< 1	61	73	81	84
	Terrazas	> 1	61	72	79	82
	Terrazas	< 1	59	70	78	81
Leguminosas o praderas con rotacion	Surcos rectos	> 1	66	77	85	89
	Surcos rectos	< 1	58	72	81	85
	Contorneo	> 1	64	75	83	85
	Contorneo	< 1	55	69	78	83
	Terrazas	> 1	63	73	80	83
	Terrazas	< 1	51	67	76	80
Pastizales	Pobre	> 1	68	79	86	89
	Normal	-----	49	69	79	84
	Bueno	< 1	39	61	74	80
	Curvas de nivel, pobre	> 1	47	67	81	88
	Curvas de nivel, normal	-----	25	59	75	83
	Curvas de nivel, bueno	< 1	6	35	70	79
Pradera permanente	Normal	< 1	30	58	71	79
Superficie impermeable		-----	100	100	100	100

TABLA 4.15

=====

FACTORES DE CORRECCION DEL NUMERO DE ESCURRIMIENTO N
SEGUN LA PRECIPITACION ANTECEDENTE

N ====	Correccion A =====	Correccion B =====
10	0.40	2.22
20	0.45	1.85
30	0.50	1.67
40	0.55	1.50
50	0.62	1.40
60	0.67	1.30
70	0.73	1.21
80	0.79	1.14
90	0.87	1.07
100	1.00	1.00

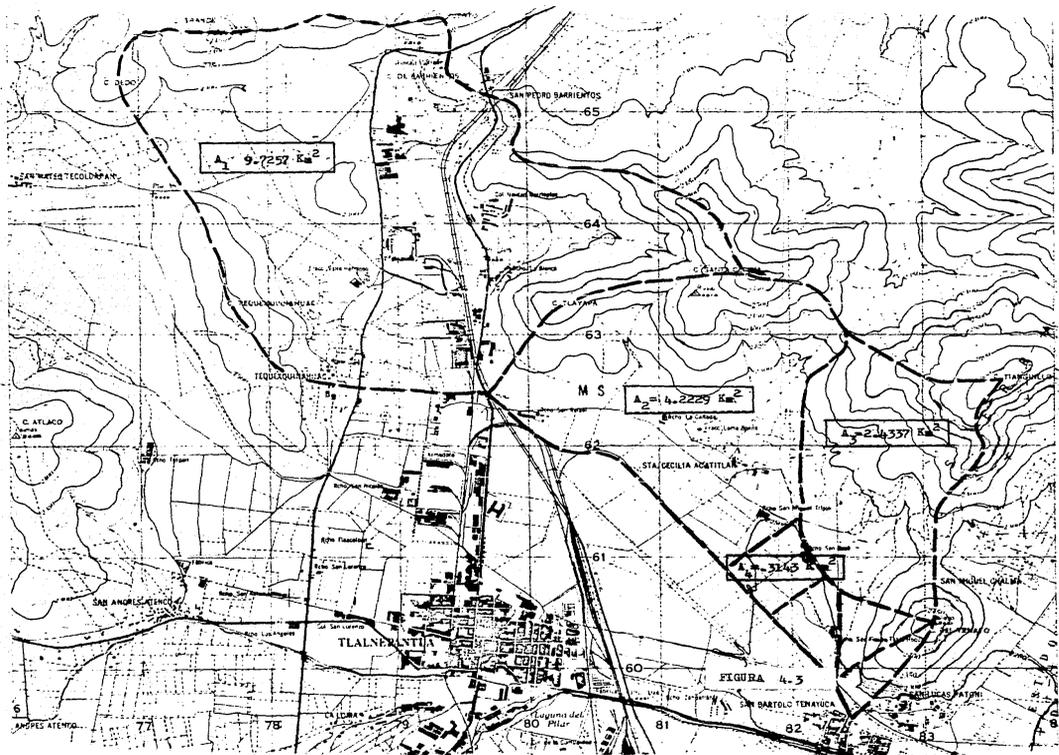
TABLA 4.16

=====

FUNCION GAMMA

=====

x	$\Gamma(x)$	x	$\Gamma(x)$	x	$\Gamma(x)$	x	$\Gamma(x)$
1.00	1.00000	1.25	0.90640	1.50	0.88623	1.75	0.91906
01	0.99433	26	0.90440	51	0.88659	76	0.92137
02	0.98884	27	0.90250	52	0.88704	77	0.92376
03	0.98355	28	0.90072	53	0.88757	78	0.92623
04	0.97844	29	0.89904	54	0.88818	79	0.92877
1.85	0.97350	1.30	0.89747	1.55	0.88867	1.80	0.93138
05	0.96874	31	0.89600	56	0.88944	81	0.93408
07	0.96415	32	0.89464	57	0.89049	82	0.93685
08	0.95973	33	0.89338	58	0.89142	83	0.93969
09	0.95546	34	0.89222	59	0.89243	84	0.94261
1.10	0.95135	1.35	0.89115	1.60	0.89332	1.85	0.94561
11	0.94740	36	0.89018	61	0.89468	86	0.94869
12	0.94359	37	0.88931	62	0.89592	87	0.95184
13	0.93993	38	0.88854	63	0.89724	88	0.95507
14	0.93642	39	0.88785	64	0.89864	89	0.95838
1.15	0.93304	1.40	0.88724	1.65	0.90012	1.90	0.96177
15	0.92980	41	0.88676	66	0.90167	91	0.96523
17	0.92670	42	0.88636	67	0.90330	92	0.96877
18	0.92373	43	0.88604	68	0.90500	93	0.97240
19	0.92089	44	0.88581	69	0.90678	94	0.97618
1.20	0.91817	1.45	0.88566	1.70	0.90864	1.95	0.97998
21	0.91558	46	0.88560	71	0.91057	96	0.98374
22	0.91311	47	0.88563	72	0.91258	97	0.98768
23	0.91073	48	0.88575	73	0.91467	98	0.99171
24	0.90852	49	0.88593	74	0.91683	99	0.99581
1.25	0.90648	1.50	0.88623	1.75	0.91906	2.00	1.00000



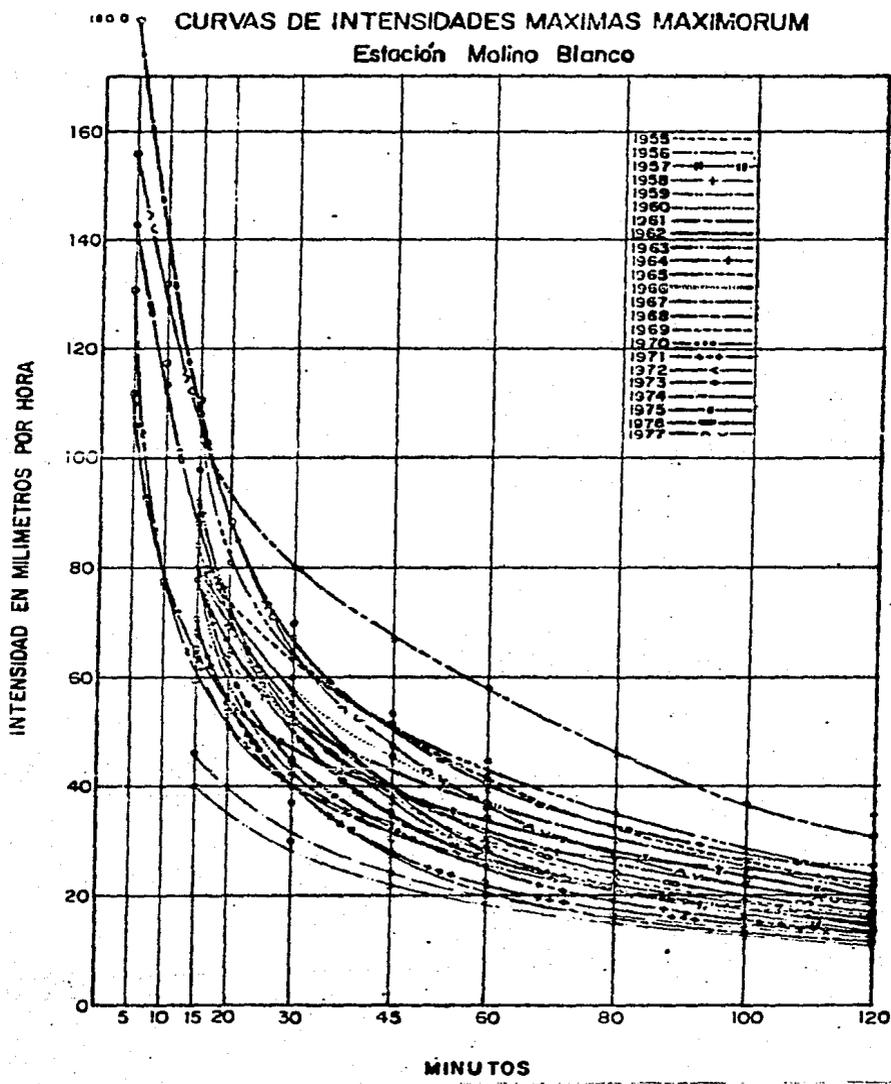


FIG. 4. 4

METODO DE LEBEDIEV

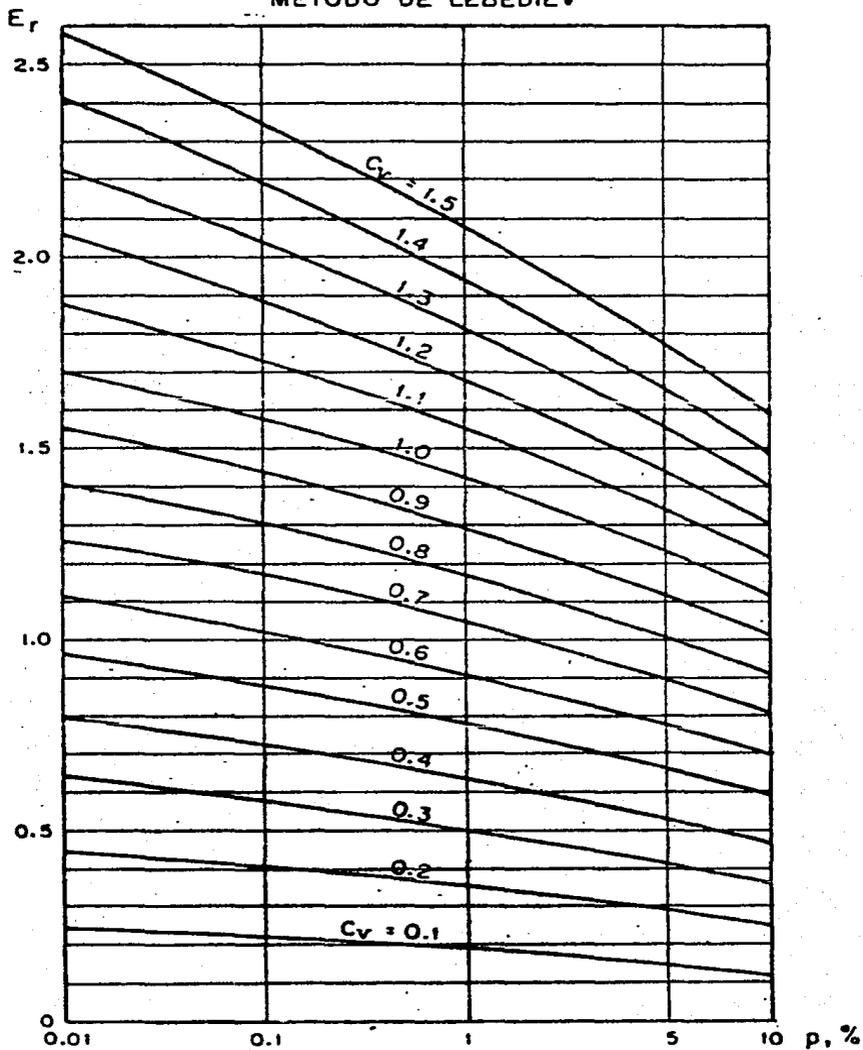


Fig. 4.5 VALORES DE E_r EN FUNCION DE C_v Y p EN PORCENTAJE

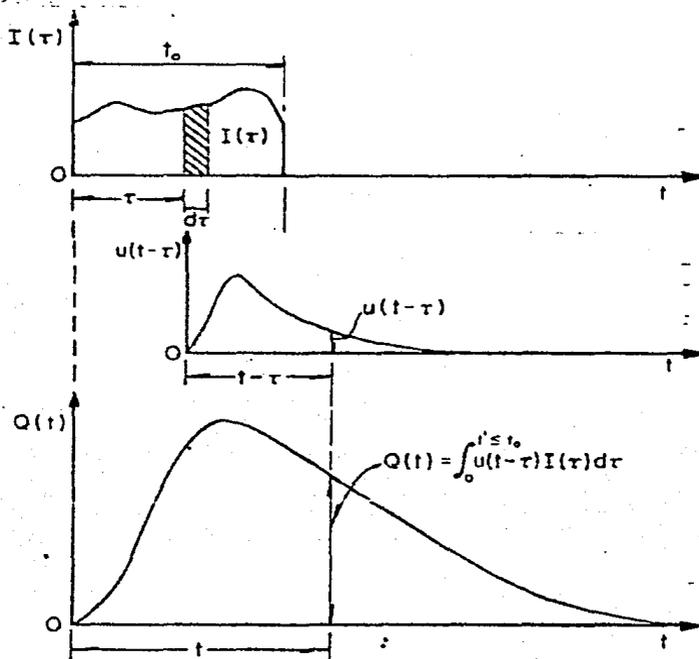


FIG. 4.7 Relación de $I(\tau)$ y el hidrograma unitario instantáneo

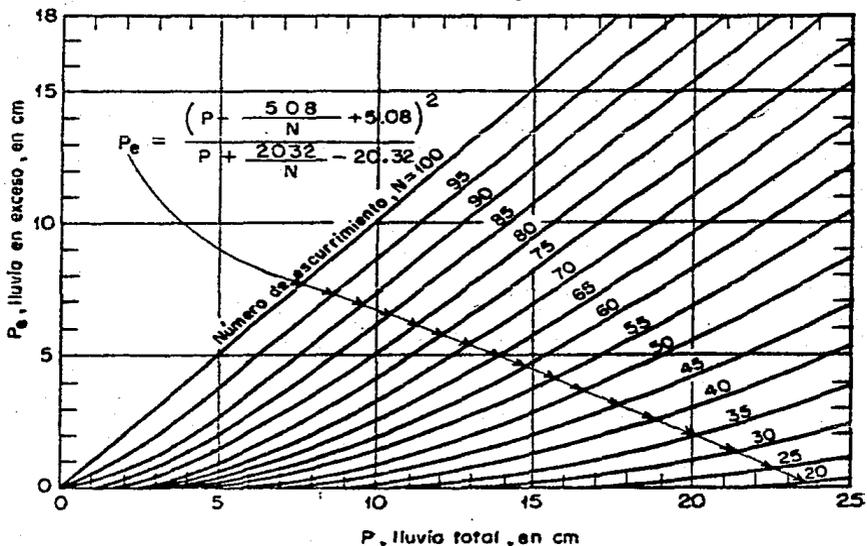


FIG. 4.6 Relación entre la lluvia total y la lluvia en exceso para diferentes números de escurrimiento

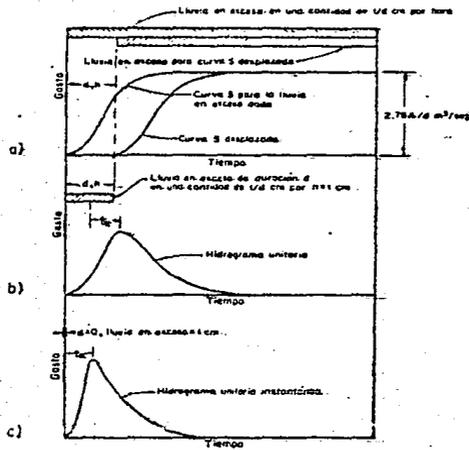


FIG. 4.8. Relación esquemática entre la duración d y el tiempo de retraso t_R .

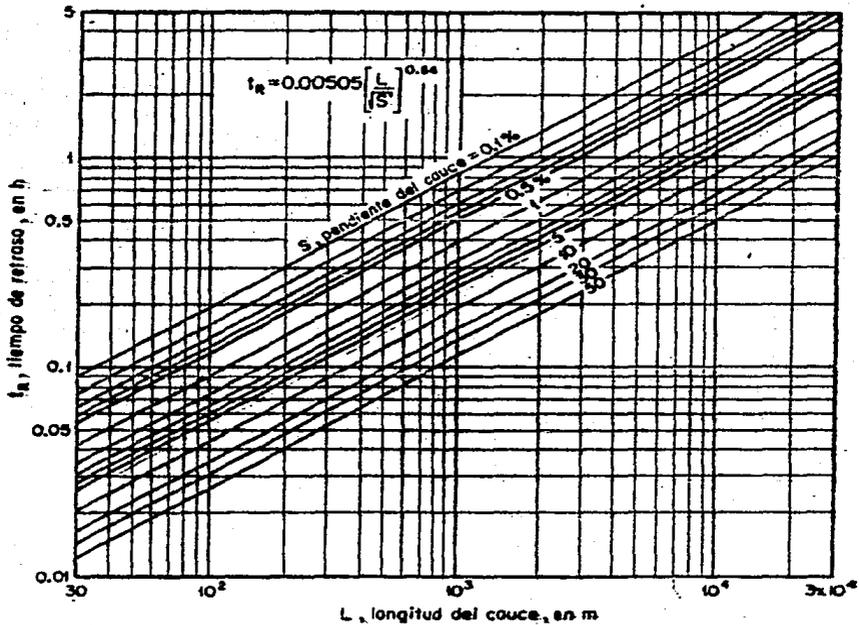


FIG. 4.9. Determinación del tiempo de retraso

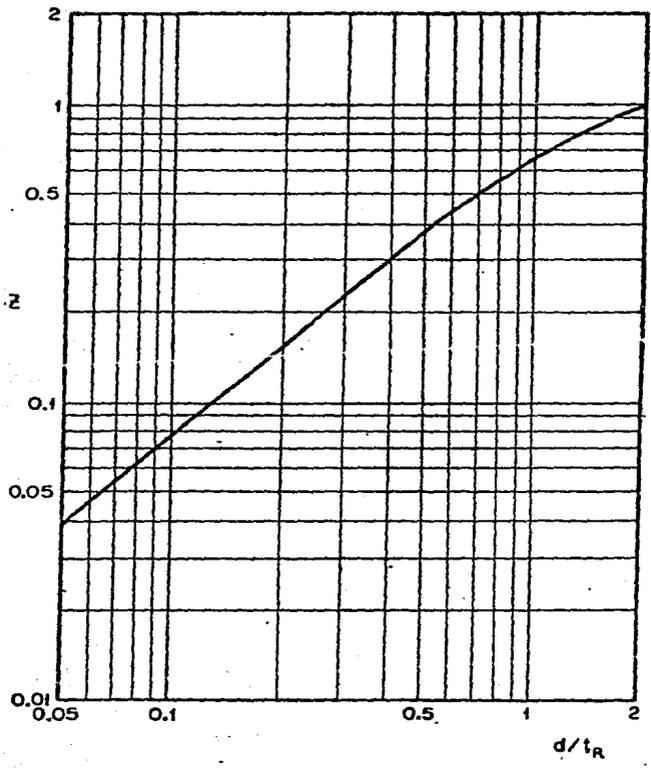
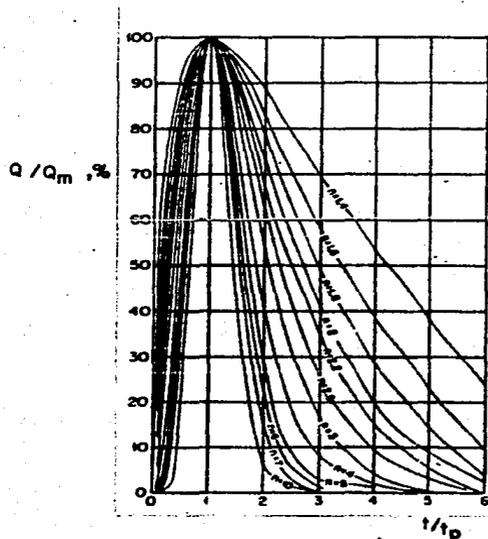
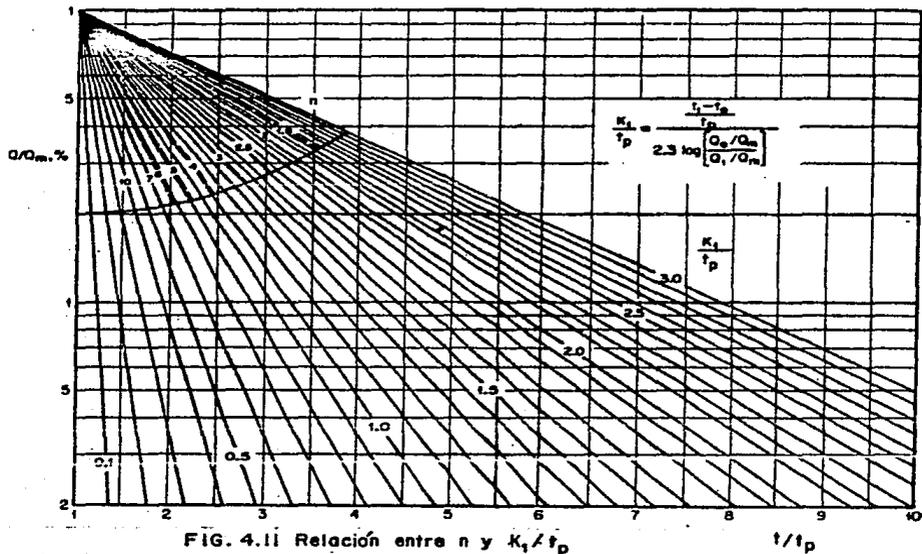
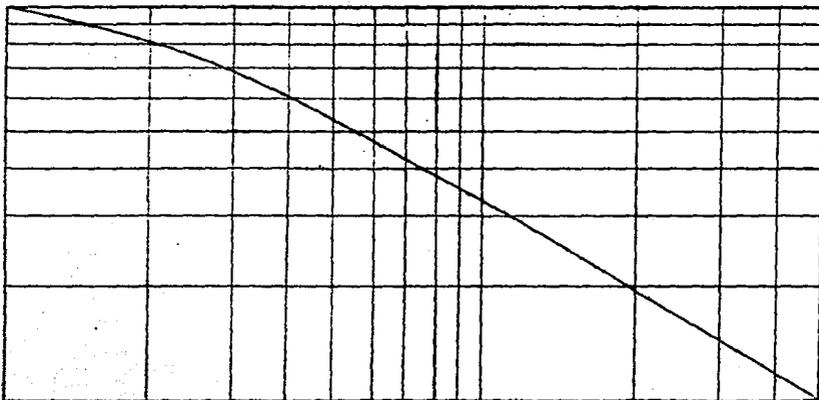
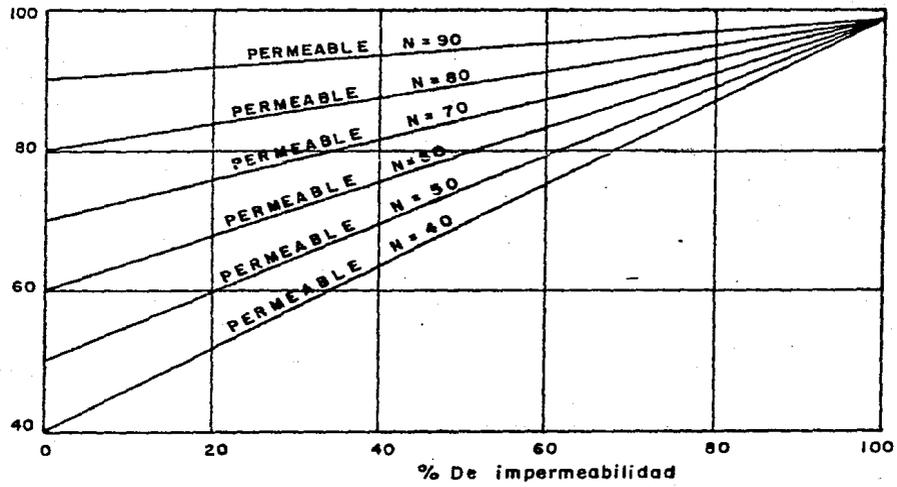


Fig 4.10 Relación entre Z y d/t_R





Tiempo de concentración, en hr
 FIG. 4.13 GASTO PICO ($m^3/seg/km^2/cm$) DE ESCURRIMIENTO CONTRA TIEMPO DE CONCENTRACION



% De impermeabilidad
 FIG. 4.14. PORCENTAJE DE IMPERMEABILIDAD CONTRA N° ESCURRIMIENTO