

11
2ej

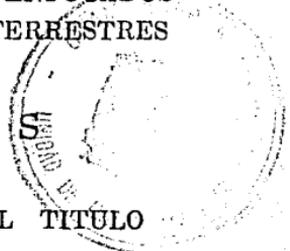


UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO
ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES
ACATLAN

ESTUDIOS HIDROLOGICOS ENFOCADOS
AL DRENAJE EN VIAS TERRESTRES

T E S I S



QUE PARA OBTENER EL TITULO
DE INGENIERO CIVIL

TESIS CON
FALSA FE ORIGIN

P R E S E N T A :

Dagoberto González Acosta

MEXICO, D. F.

1990



Universidad Nacional
Autónoma de México



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.

ESTUDIOS HIDROLOGICOS ENFOCADOS AL DRENAJE EN VIAS TERRESTRES

INDICE GENERAL

| | Página |
|---|--------|
| INTRODUCCION | |
| CAPITULO 1.- HIDROLOGIA | 1 |
| 1.1 CONCEPTOS GENERALES | 1 |
| 1.1.1 Ciclo Hidrológico | 1 |
| 1.2 CUENCA HIDROGRAFICA | 2 |
| 1.2.1 Información Cartográfica | 3 |
| 1.2.2 Fotografías Aéreas | 4 |
| 1.2.3 Delimitación de la Cuenca | 4 |
| 1.2.3.1 Pendiente Media de la Cuenca | 5 |
| 1.2.3.2 Pendiente del Cauce | 8 |
| 1.3 PRECIPITACION Y TIPOS DE PRECIPITACION | 9 |
| 1.3.1 Aparatos de Medición | 11 |
| 1.3.2 Análisis de Tormentas | 12 |
| 1.4 ESCURRIMIENTO | 14 |
| 1.4.1 Aparatos de Medición de Aforos | 15 |
| 1.4.2 Hidrogramas y su Análisis | 20 |
| CAPITULO 2.- ANALISIS PROBABILISTICO DE INFORMACION HIDROLOGICA | 22 |
| 2.1 CONCEPTOS FUNDAMENTALES DE PROBABILIDAD Y ESTADISTICA | 22 |
| 2.1.1 Parámetros Estadísticos | 24 |
| 2.2 PERIODO DE RETORNO | 26 |
| 2.3 GASTOS MAXIMOS ASOCIADOS A DIFERENTES PERIODOS DE RETORNO | 28 |
| 2.3.1 Distribución Normal y Log-Normal | 28 |
| 2.3.2 Distribución Gumbel y Log-Gumbel | 32 |
| 2.3.3 Distribución Pearson Tipo III y Log-Pearson Tipo III | 34 |
| 2.4 PRUEBAS DE AJUSTE DE LAS DISTRIBUCIONES | 36 |
| 2.4.1 Método Gráfico | 36 |
| 2.4.2 Método Matemático | 42 |

| | | |
|--|---|-----|
| 2.5 | PAPEL DE PROBABILIDADES | 42 |
| 2.6 | CURVAS I-d-TR | 43 |
| CAPITULO 3.- DETERMINACION DE GASTOS MAXIMOS EN FUNCION DE LA PRECIPITACION Y CARACTERISTICAS FISIOGRAFICAS DE LA CUENCA | | 52 |
| 3.1 | FORMULA RACIONAL | 52 |
| 3.2 | METODO DE VEN TE CHOW | 55 |
| 3.3 | METODO DE I-PAI-WU | 63 |
| 3.4 | METODO DE CREAGER (EMPIRICO) | 65 |
| 3.5 | METODO DE LOWRY (EMPIRICO) | 67 |
| 3.6 | OTROS METODOS | 68 |
| CAPITULO 4.- EJEMPLOS DE APLICACION DE LOS METODOS TRATADOS | | 71 |
| 4.1 | METODOS ASOCIADOS A DIFERENTES PERIODOS DE RETORNO | 71 |
| 4.2 | METODOS ASOCIADOS A LA PRECIPITACION Y LA CUENCA | 84 |
| CONCLUSIONES | | 94 |
| A) | OTROS METODOS PARA LA OBTENCION DE GASTOS MAXIMOS (SECCION Y PENDIENTE) | 96 |
| B) | ELECCION DEL GASTO DE DISEÑO | 98 |
| BIBLIOGRAFIA | | 101 |

INTRODUCCION

Para plantear las aplicaciones de la Hidrología, se debe partir de la -- premisa que el hombre no puede existir sin el agua. Por lo tanto, en la época actual el conocimiento de la Hidrología es de vital importancia para un -- efectivo manejo del agua.

Aunque el uso del agua para actividades domésticas es vital, su uso en -- la industria, comercio, agricultura y recreación es básico dentro del desarrollo del país. Por otra parte, se requieren modelos matemáticos para evaluar y predecir el funcionamiento de los sistemas hidrológicos.

El Hidrólogo o Ingeniero juega un papel elemental en esta problemática y entendimiento de la misma. Su competencia tiene un tremendo impacto en todas las actividades de los aprovechamientos hidrológicos.

Desde el punto de vista de diseño de una obra hidráulica, los principales objetivos de la Hidrología pueden resumirse en dos grupos:

- a) Obtención de la avenida máxima que con una determinada frecuencia puede ocurrir en un cierto lugar (cruce con una vía terrestre), lo cual es necesario considerar al diseñar drenajes en general (puentes, vertedores, etc.)
- b) Conocimiento de la cantidad, frecuencia y naturaleza de la ocurrencia -- del transporte del agua sobre la superficie terrestre. Esto se requiere en el diseño de sistemas de irrigación, abastecimiento de agua, aprovechamiento hidroeléctrico y navegación de ríos.

Por lo que respecta a las limitantes de la Hidrología, estas se relacionan con la información hidrológica disponible y la complejidad de los procesos naturales con los cuales trata. Esto ha involucrado que al tratar de un formar criterios, se plantean cada vez sistemas más complejos en donde intervienen un mayor número de parámetros, que en muchas ocasiones es difícil cuantificar.

En el drenaje de vías terrestres, desde épocas muy remotas el hombre ha tenido la necesidad de cruzar las corrientes naturales de agua interceptadas por las diversas vías de comunicación que ha construido. Para ello se ha vis

to en la necesidad de construir puentes, los cuales eran hechos a base de -- troncos de árbol, y en la actualidad son estructuras metálicas, de concreto, etc. Por lo tanto, debido a que un gran porcentaje del costo total para la construcción o modernización de una vía terrestre se invierte en los puentes, es necesario la realización de los estudios que permitan seleccionar la obra más adecuada desde el punto de vista económico y social.

El objetivo de este trabajo es presentar en una forma clara y comprensible los diferentes métodos hidrológicos para el cálculo de avenidas máximas (Cap. 2 y 3), indicando sus ventajas y limitantes de cada uno de ellos, así como su aplicación práctica (Cap. 4), lo cual sirve de guía para establecer las comparaciones de que pueden ser objeto, siempre y cuando se conozcan las mencionadas cualidades y desventajas y poder elegir el método más adecuado -- en función de la información con que se cuente en cada problema específico, y por lo tanto saber el grado de confianza que se puede tener en los resultados. Quedando a criterio del Ingeniero o Hidrólogo la interpretación y valoración que se le debe dar a dichos resultados.

Por lo anterior, este trabajo se presenta de la siguiente forma: en el capítulo 1, se muestran los conceptos hidrológicos que influyeron en el desarrollo de los métodos hidrológicos, así como la información con que se cuenta para aplicar dichos métodos. En el capítulo 2, se presentan los métodos hidrológicos en base a la información obtenida en el capítulo 1, mediante -- conceptos fundamentales de probabilidad y estadística, y la forma de analizar los datos hidrológicos apoyándose en las distribuciones de probabilidad para obtener un gasto máximo probable asociado a un período de retorno.

Una vez que se conocen los datos de lluvia y las características de la cuenca (Cap. 1), en el capítulo 3 se describen los métodos más usuales que -- que se apoyan en estos datos, estableciendo sus parámetros característicos y sus cualidades así como las limitaciones de cada método.

Finalmente en el capítulo 4, se aplican los diferentes métodos hidrológicos a un ejemplo real para poder establecer las comparaciones cuantitativas y cualitativas que se desprenden de dicha aplicación.

CAPITULO 1

HIDROLOGIA

La hidrología es la ciencia que trata de las aguas de la tierra, su ocurrencia, circulación y distribución, sus propiedades químicas y físicas y su reacción con el medio ambiente, incluyendo su relación con los seres vivientes. El dominio de la hidrología abarca la historia de la existencia total del agua sobre la tierra.

Con el objetivo de que resulten más claros los métodos hidrológicos relacionados con las vías terrestres, se presentarán algunos aspectos generales de hidrología, sin pretender desarrollar una teoría, la cual se enfoca desde el punto de vista del ciclo hidrológico y sus componentes.

1.1 CONCEPTOS GENERALES

La hidrología forma parte de las Ciencias Naturales y trata del origen, distribución y propiedades del agua de la tierra.

La hidrología participa en la Ingeniería Civil principalmente en el proyecto y operación de obras hidráulicas, cuantificación de gastos, almacenamiento de agua, control de avenidas, frecuencias de avenidas, etc.

La rama de la hidrología que interesa en el drenaje de vías terrestres es tanto la superficial como la subterránea.

El drenaje superficial se relaciona con la intensidad, duración y frecuencia de la precipitación pluvial que son los datos necesarios para cuantificar el escurrimiento.

1.1.1 Ciclo Hidrológico

Se denomina ciclo hidrológico a la circulación general de las partículas de agua. Se inicia con la evaporación de los océanos. El vapor resultante es transportado por las masas de aire en movimiento. En determinadas condiciones, el vapor es condensado y forma nubes, que a su vez ocasionan precipitaciones; de la precipitación sobre el terreno, una parte es retenida por la superficie terrestre, otra escurre sobre ella y la restante penetra al suelo.

El agua retenida es devuelta a la atmósfera por evaporación y por la transpiración de las plantas. La parte que escurre sobre la superficie es drenada por arroyos y ríos hasta el océano, aunque parte se pierde por evaporación. El agua que se infiltra satisface la humedad del suelo y abastece los depósitos subterráneos, de donde puede fluir hacia las corrientes de los ríos, o bien descargar en los océanos.

El ciclo hidrológico es de importancia básica para delimitar el campo de la hidrología, la cual comprende la fase entre la precipitación sobre el terreno y su retorno a la atmósfera o al océano; correspondiendo al análisis de la atmósfera a la meteorología y el estudio del océano a la oceanografía.

Por lo anterior se considera que el volumen de agua permanece prácticamente constante, estableciendo un equilibrio entre el agua de la tierra y la humedad de la atmósfera, representado por la siguiente ecuación:

$$P = R + E$$

en donde:

P = Precipitación

R = Escurrimiento (superficial o subterráneo)

E = Evaporación

1.2 CUENCA HIDROGRAFICA

La cuenca hidrográfica de una corriente es el área que contribuye al escurrimiento y que proporciona parte o todo el flujo de la corriente y sus tributarios.

Por lo tanto una vez localizada la corriente por estudiar, es necesario definir la cuenca de drenaje y conocer sus características fisiográficas, para lo cual existe información cartográfica editada por INEGI.

1.2.1. Información Cartográfica

La información disponible en la República Mexicana que a través de la Dirección General de Geografía de la Secretaría de Programación y Presupuesto, editan, es la siguiente:

- A) CARTAS TOPOGRAFICAS
Describe la ubicación de los rasgos superficiales de la corteza terrestre y sirve para ubicar las cuencas hidrográficamente.
- B) CARTAS DE CLIMAS
Aparecen las isoyetas medias anuales, las isotermas medias anuales, estaciones meteorológicas, y los climogramas que relacionan la temperatura y la precipitación media mensual con el tiempo, en las diferentes estaciones climatológicas.
- C) CARTA GEOLOGICA
Sirve para conocer los materiales que constituyen a la cuenca y sus características como es la permeabilidad, indispensable para el escurrimiento superficial que se espera en la cuenca a estudiar.
- D) CARTA DE USO ACTUAL DEL SUELO
Se obtiene información referente a las actividades agrícolas, pecuarias y forestales. Señala los diferentes tipos de vegetación.
- E) CARTA EDAFOLOGICA
Proporciona la información del suelo y se basa en las propiedades físicoquímicas y biológicas que determinan su vocación agrícola, prático y/o forestal.
- F) USO POTENCIAL
Indica la capacidad de uso del suelo, proposiciones del control de erosión de los suelos, proposición de obras de infraestructura.
- G) MAPA URBANO
Proporciona información para el diseño de drenaje urbano y obras de arte en carreteras urbanas.

1.2.2 Fotografías Aéreas

Son herramientas útiles en la obtención de información del terreno mediante el arte técnico de la fotointerpretación, que es la determinación de la naturaleza y descripción de los objetos, cuyas imágenes aparecen en una fotografía.

La fotointerpretación consta de los siguientes elementos:

A) TOPOGRAFIA

Observando las formas de relieve como montes, lomas, valles, etc., accidentes del terreno, se obtiene información sobre la naturaleza de los materiales, suelos y rocas que lo forman.

B) DRENAJE

Según su forma, densidad e integración, si se tiene una idea del tipo de suelo o roca, espesor, formación, permeabilidad, etc.

C) EROSION

Según el comportamiento de las rocas y los suelos ante la erosión, se obtiene información sobre su naturaleza, resistencia, textura, etc.

D) TONO O COLOR

Permite el color o tono distinguir: el tipo de vegetación, rocas o suelos, humedad, etc.

E) USO DE LA TIERRA

Indica el uso que da el hombre o la naturaleza al terreno.

La aplicación que se da la fotointerpretación es muy amplia como es en la geografía, demografía, geología, suelos, agricultura, vegetación, explotación del subsuelo. etc., información que esta editada en la cartografía descrita.

1.2.3 Delimitación de la cuenca, pendiente media de la cuenca y del cauce.

La cuenca de drenaje está delimitada por su parteaguas que es una línea imaginaria que divide a las cuencas adyacentes y distribuye el escurrimiento originado por la precipitación, que en cada sistema de corrientes fluye hacia el punto de salida de la cuenca, y es el cruce o punto de intersección con el camino proyectado.

El parteaguas está formado por dos puntos de mayor topografía (elevación o cota en metros) y cruza las corrientes en el punto de salida, que es donde se proyectará la obra de drenaje, ya sea un puente o una alcantarilla.

Definida la magnitud de la cuenca se necesita considerar si ésta es pequeña o grande. Para una cuenca pequeña, la forma de la misma y la cantidad de 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. 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 a las del cauce. Para una cuenca grande, el efecto del almacenaje del cauce es muy importante, por lo cual deberá dársele también atención a las características de éste último.

Aunque es difícil distinguir una cuenca grande de una pequeña considerando solamente su tamaño, para propósitos prácticos según Ven Te Chow, se acepta como una cuenca pequeña hasta 250 Km². El escurrimiento del agua de una cuenca depende de varios factores, siendo uno de los más importantes las características fisiográficas de la cuenca. Principalmente su área, pendiente y características del cauce principal como su longitud, pendiente y elevación de la cuenca.

1.2.3.1 Pendiente media de la cuenca

Existen diversos criterios para evaluar la pendiente de una cuenca:

- a) CRITERIO DE ALBORD.- Primero se analiza la pendiente existente entre curvas de nivel. Analizando la faja definida por las líneas medias que pasan entre las curvas de nivel, se tiene que para una de ellas la pendiente tributaria es:

$$S_t = \frac{D}{W_t} \quad \dots (1)$$

Donde: S_1 = pendiente media de la faja referente a esa curva de nivel.

D = desnivel entre las líneas medias. Como son líneas intermedias entre curvas de nivel se puede aceptar que es el desnivel entre dichas curvas.

W_1 = ancho de la faja que es igual a:

$$W_1 = \frac{A_1}{L_1} \quad \dots (2)$$

Siendo:

A_1 = área de la faja

L_1 = longitud de la curva de nivel

Entonces, la pendiente de la cuenca será el promedio pesado de la pendiente de cada faja en relación con su área; así considerando n fajas:

$$S = \frac{D L_1}{A_1} \frac{A_1}{A} + \frac{D L_2}{A_2} \frac{A_2}{A} + \dots + \frac{D L_n}{A_n} \frac{A_n}{A} \quad \dots (3)$$

Ordenando:

$$S = \frac{D}{A} (L_1 + L_2 + \dots + L_n) \quad \dots (4)$$

$$\therefore S_c = \frac{DL}{A} \quad \dots (5)$$

A : área de la cuenca

D : desnivel constante entre curvas de nivel en Km.

L : longitud total de las curvas de nivel dentro de la cuenca en Km.

S_c : pendiente de la cuenca

- b) **CRITERIO DE HORTON.** - En este criterio se traza una malla de cuadros sobre el plano del área de la cuenca en estudio, la cual conviene orientar en el sentido de la corriente principal. La aproximación del cálculo depende del número de cuadros en la malla, una vez hecho el cuadrado se mide la longitud de cada línea de la malla comprendida dentro de la cuenca y se cuentan las intersecciones y tangencias de cada línea con las curvas de nivel.

vas de nivel. La pendiente de la cuenca en cada dirección de la malla se valúa como:

$$S_x = \frac{N_x D}{L_x} \quad S_y = \frac{N_y D}{L_y} \quad \dots\dots\dots (6)$$

donde:

- D: desnivel constante entre curvas de nivel.
 - L_x: longitud total de las líneas de la malla en la dirección x, comprendidas dentro de la cuenca.
 - L_y: longitud total de las líneas de la malla en la dirección "y", comprendidas dentro de la cuenca.
 - N_x: número total de intersecciones y tangencias de las líneas de la malla en la dirección "x", con las curvas de nivel.
 - N_y: número total de intersecciones y tangencias de las líneas de la malla en la dirección "y", con las curvas de nivel.
 - S_x: pendiente de la cuenca en la dirección "x".
 - S_y: pendiente de la cuenca en la dirección "y".
- Finalmente, Horton considera que la pendiente media de la cuenca puede determinarse como:

$$S_c = \frac{ND \sec \theta}{L} \quad \dots\dots\dots (7)$$

donde:

- L = L_x + L_y
- N = N_x + N_y
- θ = ángulo entre líneas de la malla y de las curvas de nivel

Como resulta muy laborioso determinar la sec θ de la intersección, Horton propone que se use un valor promedio igual a 1.57. En la práctica se ignora el término sec θ ó bien considerar el promedio aritmético o geométrico de las pendientes S_x y S_y como pendiente de la cuenca.

1.2.3.2. Pendiente del cauce

El perfil de un cauce se puede representar llevando a una gráfica los valores de sus distancias horizontales, medidas sobre el cauce, contra sus cambios de elevaciones respectivas, por lo tanto, la pendiente de un tramo del río se considera como el desnivel entre los extremos del tramo dividido, por la longitud horizontal de dicho tramo.

$$S = \frac{H}{L} \quad \dots\dots\dots (8)$$

donde:

H= desnivel entre los extremos del tramo del cauce, en m.

L= longitud horizontal del tramo de cauce, en m.

S= pendiente del tramo de cauce

La exactitud de esta fórmula depende de la longitud del tramo por analizar, entre menor sea la longitud se aproxima más a la pendiente real.

Otra forma más exacta de evaluar la pendiente real, es usando la fórmula que proponen Taylor y Scharz, la cual se basa en considerar que el río está formado por una serie de canales con pendiente uniforme, cuyo tiempo de recorrido es igual al del río.

Si se subdivide el río en estudio en m tramos iguales de longitud Δx , se tiene que el tiempo de recorrido t_i por tramo i es:

$$t_i = \frac{\Delta x}{V_i} \quad \dots\dots\dots (9)$$

donde:

V_i = es la velocidad media del tramo la cual, de acuerdo con Chezy, se puede expresar como:

$$V_i = C_i \sqrt{R_i S_i} = K \sqrt{S_i} \quad \dots\dots\dots (10)$$

donde:

K = es una constante y S_i es la pendiente del tramo i ; el tiempo de recorrido será:

$$t_i = \frac{\Delta x}{K S_i} \quad \dots\dots\dots (11)$$

tiempo total de recorrido:

$$T = \frac{L}{k \sqrt{S}} \quad \dots\dots\dots(12)$$

Que es la suma de los tiempos parciales t_i .

Iguando las ecuaciones 11 y 12 se obtiene que:

$$\frac{L}{k \sqrt{S}} = \sum_{i=1}^m \frac{\Delta x}{k \sqrt{S_i}} \quad \dots\dots\dots(13)$$

y como $L = m\Delta x$, simplificando y ordenando se encuentra finalmente:

$$S = \left[\frac{m}{\frac{1}{\sqrt{S_1}} + \frac{1}{\sqrt{S_2}} + \dots + \frac{1}{\sqrt{S_n}}} \right]^2 \quad \dots\dots\dots(14)$$

donde:

m = número de segmentos iguales, en los cuales se subdivide el tramo en estudio.

S = pendiente media del tramo en estudio.

S_1, S_2, S_n = pendiente de cada segmento ecuación 14.

La ecuación tiene mayor aproximación a la pendiente real cuanto más gran de sea el número de segmentos en las cuales se subdivide el tramo de río por analizar.

1.3 PRECIPITACION Y TIPOS DE PRECIPITACION

La precipitación es el agua que recibe la superficie terrestre en cualquier estado físico: lluvia, nieve, granizo, escarcha, rocío; proveniente de la atmósfera.

La precipitación es el resultado de la condensación del vapor contenido en la atmósfera, y esto sucede por enfriamiento de una parte de la misma.

Los tipos de precipitación son los siguientes:

a) POR CONVECCION

Quando el aire es calentado por radiación solar en la cercanía del suelo, se dilatan y elevan en el centro numerosas "células de convección", en el curso de su ascenso se enfrían y alcanzan su punto de condensación a una altura tal que hay formación de nubes llamados -- "cúmulos", y si la corriente de convección vertical inicial es intensa y puede continuar suficiente tiempo, alcanza una zona con temperatura más baja o un grado de turbulencia bastante fuerte, ocasiona la lluvia. Esta precipitación llamada por "convección", resulta pues de un tiempo cálido, puede estar acompañada de relámpagos, truenos y vientos locales; consiste enteramente de lluvia y en ocasiones granizo. Son precipitaciones características de regiones tropicales.

b) OROGRAFIA

En este caso los accidentes de terreno y la presión local de viento obligan a las masas de aire húmedo a elevarse por la ladera de una montaña; la expansión de la masa de aire y el descenso de temperatura al encontrarse con capas de presión, producen la precipitación y se presenta bajo la forma de lluvia o nieve en las vertientes de la barrera montañosa.

c) POR CHOQUE DE MASAS DE AIRE

Quando se encuentran dos masas de aire, una fría y la otra húmeda y caliente; la fría permanece abajo por su mayor densidad; la caliente asciende por encima de aquella, enfriándose como en el caso de las orográficas.

d) CICLONICAS

Son el resultado del contacto (superficies frontales) de masas de -- aire de diferentes temperaturas y contenidos de humedad.

Quando el aire caliente pasa por encima de la masa de aire frío como en el caso anterior, rápidamente se incorpora al torbellino ciclónico, con la cual se expande y baja de temperatura, produciendo la lluvia.

1.3.1 Aparatos de medición

La precipitación se mide en términos de la altura de lámina de agua y se expresa comúnmente en milímetros. Los aparatos de medición se basan en la exposición a la intemperie de un recipiente cilíndrico abierto en su parte superior, en la cual se recoge el agua producto de la lluvia u otro tipo de precipitación, registrando su altura.

Los aparatos se clasifican de acuerdo con el registro de las precipitaciones en pluviómetros y pluviógrafos.

La información disponible está distribuida en la República Mexicana a través de 2000 pluviómetros y 300 pluviógrafos.

EL PLUVIOMETRO.-

Consiste en un recipiente cilíndrico de lámina de 20 cm. de diámetro y de 60 cm. de altura. La tapa del cilíndrico es un embudo receptor, el cual se comunica con una probeta de sección 10 veces menor que la tapa. Esto permite medir la altura de lluvia en la probeta con una aproximación hasta décimos de milímetro, ya que cada centímetro medido en la probeta corresponde a un milímetro de altura de lluvia; para medirla se saca la probeta y se introduce una regla graduada, con la cual se toma la lectura, las lecturas se hacen cada 24 horas.

EL PLUVIOGRAFO.-

Lleva un registro de altura de lluvia contra tiempo. Los más comunes en México son de forma cilíndrica, y el embudo receptor esta ligado a un sistema de flotadores, que originan el movimiento de una aguja sobre un papel registrador montado en un sistema de reloj. Como el papel registrador tiene un cierto rango en cuanto a la altura de registro, una vez que la aguja llega al borde superior automáticamente regresa al borde inferior y sigue registrando. A través del pluviógrafo se conoce la intensidad de precipitación i , que es la altura de precipitación entre el tiempo que se origina. Una ventaja de los pluviógrafos es que se pueden transformar los registros y obtener el histograma de las diversas tormentas medidas. El histograma es una gráfica que indica la variación de la altura de lluvia o de su intensidad con respecto a un intervalo de tiempo, el cual se escoge arbitrariamente.

1.3.2 Análisis de tormentas

Debido a la gran escasez de pluviógrafos, se desconocen las características de las lluvias en la zona a estudiar, aunque se disponga de pluviómetros. El problema que se tiene con las lecturas de pluviómetros es que se hacen cada 24 horas, no se puede conocer, al anotar una altura de lluvia en ese período, si corresponde a una sola tormenta o una sucesión de ellas y cual es la duración real de cada una de las mismas.

Si se tiene un pluviógrafo en la zona por analizar, se puede ajustar e inferir la curva masa de la tormenta correspondiente a cada pluviómetro con base en una relación lineal con el registro de pluviógrafo. La curva masa de lluvia es la representación gráfica de la variación de la altura de lluvia -- respecto al tiempo. La precisión de la relación depende de la correlación entre cada estación pluviométrica con la estación pluviográfica, es necesario considerar la distancia entre las estaciones y si estas se encuentran en una zona meteorológicamente homogénea.

Una zona es meteorológicamente homogénea, si la posibilidad de ocurrencia de una tormenta de cualquier intensidad es la misma en todos los puntos de la zona, lo que implica que la curva masa de la lluvia registrada por un pluviógrafo es representativa de la distribución de la tormenta en dicha zona.

a) PRECIPITACION MEDIA SOBRE UNA ZONA

En algunos casos se requiere conocer la altura de precipitación media en la zona por analizar, ya sea durante la tormenta, una época del año o un período de tiempo, se tiene tres criterios para hacerlo:

1) PROMEDIO ARITMETICO

Para calcular la altura de precipitación media en la zona por estudiar, se suma la altura de lluvia registrada en un cierto tiempo en cada una de las estaciones localizadas dentro de la zona y se divide entre el número total de estaciones. La precisión de este criterio depende de la cantidad de estaciones disponibles, de su localización en la zona y de la distribución de la lluvia a estudiar.

2) METODO DE THIESSEN

Para aplicar este método es necesario conocer la localización de las esta

ciones en la zona por estudiar, para delimitar la zona de influencia de cada estación dentro del conjunto. Para determinarla, primero se trazan triángulos que ligan las estaciones más próximas entre sí. Posteriormente se trazan mediatrices a los lados de los triángulos, los cuales forman, junto con los límites de la zona, los polígonos y la estación contenida en ellos. Cada polígono es el área tributaria de cada estación, entonces la altura de precipitación media es:

$$hp_m = \frac{\sum_{i=1}^n hpi \cdot Ai}{A} \dots\dots\dots(15)$$

hp_m = altura de precipitación media en la zona en estudio, en mm.

A = área de la zona, en Km^2

Ai = área tributaria de la estación en Km^2

hpi = altura de precipitación registrada en la estación i , en mm.

n = número de estaciones localizadas dentro de la zona.

3) METODO DE ISOYETAS

Es necesario contar con un plano de isoyetas de la precipitación registrada en las diversas estaciones de la zona en estudio.

Las isoyetas son curvas que unen puntos de igual precipitación, para tener una mayor aproximación es necesario un mayor número de estaciones dentro de la zona en estudio.

La ecuación es igual que en el caso anterior:

$$hp_m = \frac{\sum_{i=1}^n hpi \cdot Ai}{A} \dots\dots\dots(16)$$

en este caso:

Ai = área entre isoyetas

hpi = altura de precipitación entre isoyetas

n = el número de tramos entre isoyetas

1.4 ESCURRIMIENTO

El escurrimiento es parte de la precipitación, así como de los flujos -- drenados por las corrientes superficiales de las cuencas hasta su salida. El agua que fluye por las corrientes proviene de diversas fuentes, así se considera el escurrimiento como superficial, subsuperficial o subterráneo.

El superficial es aquel que proviene de la precipitación no infiltrada y por lo tanto escurre sobre la superficie del suelo y la red de drenaje hasta salir de la cuenca. La parte de la precipitación que contribuye al escurrimiento superficial se denomina precipitación en exceso.

El escurrimiento subsuperficial se debe a la precipitación infiltrada -- en la superficie del suelo, pero que se mueve sobre el horizonte superior del mismo. Esto puede ocurrir cuando exista un estrato impermeable paralelo a la superficie del suelo; su efecto puede ser inmediato o retardado, dependiendo de las características del suelo. Si el efecto es inmediato se considera el escurrimiento superficial; en caso contrario se le considera como escurrimiento subterráneo, el cual proviene del agua subterránea, la que es recargada -- por la parte de la precipitación que se infiltra a través del suelo, una vez que este se ha saturado. La contribución del escurrimiento subterráneo al to tal varía lentamente respecto al superficial.

Se considera que el escurrimiento total esta compuesto por los escurrimientos base y directo, producto del agua subterránea y el escurrimiento superficial respectivamente. Lo anterior tiene como finalidad distinguir la -- participación de cada escurrimiento.

A la salida de una cuenca, si se tiene corriente perenne, mientras no -- ocurra tormenta alguna, solo se tendrá escurrimiento base debido al agua subterránea; si se produce una tormenta, casi inmediatamente se tendrá también escurrimiento directo, ahora bien, si el efecto de la tormenta se manifiesta di rectamente sobre el escurrimiento total y puede suceder que se necesita bastante tiempo para que el agua infiltrada, y que pasa a formar parte del agua subterránea, sea drenada.

El proceso del escurrimiento depende del tipo de terreno y de la cantidad de agua producida por la tormenta.

Cuando llueve en una determinada zona, parte del agua es interceptada --

por la vegetación y otra parte se infiltra en el suelo o llena las diferentes depresiones de la superficie y se llama "infiltración".

Se denomina capacidad de infiltración al máximo volumen de agua que absorbe el suelo en ciertas condiciones

Después de que las depresiones del suelo han sido llenadas, si la intensidad de lluvia excede a la capacidad de infiltración del suelo, la diferencia es la llamada lluvia en exceso, el cual primero se acumula sobre el terreno como detención superficial y a continuación fluye hacia los cauces como escurrimiento superficial.

En general, debajo de la superficie del suelo existe un manto de agua, cuyo límite superior es el nivel freático; el agua que se encuentra por debajo de este nivel se le llama agua subterránea y a la que se encuentra sobre él, humedad del suelo.

La capacidad de campo es la cantidad de agua que cualquier suelo puede retener indefinidamente contra la acción de la gravedad. La diferencia entre la capacidad de campo de un suelo y la humedad que contenga en un determinado instante, es la deficiencia de humedad del suelo. Si ocurre una tormenta el agua que se infiltra primero satisface la deficiencia de humedad del suelo y después recarga el agua subterránea.

El nivel freático tiene una pendiente muy suave hacia su salida que puede ser una corriente, un lago o el mar. El movimiento del agua subterránea es muy lento por lo general, y depende del gradiente del nivel freático y de la textura del suelo.

1.4.1. Aparatos de medición.- Aforos

Existen una gran variedad de métodos para medir o aforar gastos y algunos métodos requieren aparatos o instalaciones complicadas y costosas, otros por el contrario son sencillas y poco costosas.

Para seleccionar el método apropiado no existe una regla fija, dado que depende del volumen de la corriente por estudiar, así como de la exactitud deseada, del grado de entrenamiento del personal y en general de las condiciones bajo las que se va a realizar el aforo. Se debe tomar en cuenta si el aforo va a ser permanente, eventual o único.

La finalidad al realizar mediciones de gastos en corrientes naturales, artificiales o conducto a superficie libre puede ser:

- A) Obtener registros continuos del caudal o gasto en las corrientes.
- B) Determinar gastos máximos de avenidas ordinarias y extraordinarias.
- C) Elaborar hidrogramas de avenidas.
- D) Determinar coeficientes empíricos para las ecuaciones hidráulicas, en trabajos de investigación.
- E) Determinar volúmenes de agua para riego.

Los resultados obtenidos son empleados para almacenar y usar el agua o bien para drenarla.

Los métodos de aforos se clasifican en directos e indirectos, en base a conocer la velocidad del flujo.

a) METODOS DIRECTOS

Son aquellos en que la velocidad del flujo se obtiene midiéndola directamente en la corriente. Entre los aparatos más usuales se puede citar los molinetes, los flotadores y la pantalla corrediza. El tubo de pitot es de menor uso.

b) METODOS INDIRECTOS

Son aquellos en que la velocidad del flujo y el gasto, se determinan, ya sea aplicando principios de hidráulica o calibración de dispositivos en laboratorio.

Algunos métodos como el de sección y pendiente, secciones vertedoras, estrechamientos por características de los materiales de cauce, y aquellos en que se emplean fórmulas empíricas (Creager, Lowry, Fossas, etc.) los podemos clasificar como indirectos.

TIPOS DE APARATOS: AFOROS DIRECTOS

a) MOLINETE

Es un instrumento de medición de las velocidades de los fluidos, consta principalmente de una rueda de aspas o cazoletas que gira impelida por la corriente. La velocidad de su rotación varía directamente proporcionalmente a la del agua. El molinete también se conoce con el nombre de "aforador" o "medidor de corriente".

Se clasifican en:

1.- ELECTRICO

A cada determinado número de vueltas de la rueda, el dispositivo emite una señal eléctrica que se registra en un receptor telefónico u otro aparato eléctrico adecuado.

2.- MECANICA

En el que a través de una transmisión mecánica o eléctrica, registra el número de vueltas en la rueda.

3.- ACUATICO

También mediante una transmisión mecánica o eléctrica, golpea sucesivamente sobre un tambor al cabo de un determinado número de vueltas.

Las estructuras para realizar los aforos dependerán, del lugar, de la anchura, y otras condiciones del cauce, así como de los materiales para las obras de que se disponga.

El vado se puede utilizar si el tirante de agua es menor de 70 cm. y velocidad de 1 m/s; si el cauce no es muy ancho puede usarse un puente o pasarela, si por el contrario el cauce es muy ancho y profundo conviene establecer un sistema de cable y canastilla.

b) FLOTADORES

Es un procedimiento sencillo y solo se podrá aplicar en los siguientes casos:

- 1.- Si es imposible aplicar un método más confiable.
- 2.- Cuando se desee conocer el caudal de la corriente aproximadamente.
- 3.- Si se dispone de poco tiempo para instalar una estación más efectiva, y sea de vital interés iniciar las observaciones.

Los flotadores pueden ser de dos clases: superficiales o sumergidos. Los primeros son los más usuales, y se pueden improvisar con cualquier cuerpo ligero, no sumergible, visible.

Algunos flotadores sumergidos están formados por bastones de madera provistos de un peso en un extremo, que sirve de lastre, solo se emplean ---

cuando el cauce es muy uniforme, como los canales revestidos.

c) TUBO DE PITOT

En general consiste en un tubo con sus dos extremos abiertos y doblado en un ángulo en un extremo. Cuando se le sostiene dentro de una corriente, con su lado más largo sobresaliendo verticalmente de la superficie libre y su lado más corto apuntando contra la corriente, el agua se elevará en el tubo una distancia $v^2/2g$ por encima de la superficie libre, siendo v la velocidad que la corriente tiene en el sitio donde está colocado el lado corto del tubo, se ha demostrado que lo anterior se cumple para cualquier dimensión y tamaño de la abertura del tubo. Debe usarse en corrientes con alta velocidad.

AFOROS INDIRECTOS

a) VERTEDORES

Es una escotadura practicada en la pared de un recipiente o en una pantalla que obtura un conducto, por la cual fluye el agua cuando sobrepasa el nivel inferior. Las formas geométricas más usuales son: la rectangular, la triangular de ranura en V y la trapecial.

El borde o superficie sobre la cual se vierte el agua se le denomina cresta del vertedor; a la lámina de agua que se derrama por encima de la cresta se le llama manto; la altura de agua que produce la descarga (H en Fig. No.3) es la carga y P es la profundidad del vertedor.

A un vertedor, con su borde aguas arriba afilado y conformado de tal manera que el agua salte libremente por encima de la cresta, se le llama de cresta aguda o viva y a todos los demás se les clasifica como vertedores de cresta no viva o roma.

Si el vertedor descarga al aire, es de descarga libre, si la descarga parcialmente al aire (Fig.No. 4) se dice que es sumergido o incompleto.

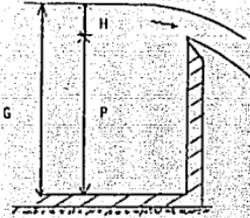


Fig. No. 3

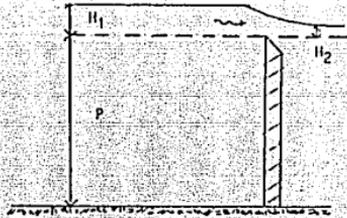


Fig. No. 4

Las fórmulas que se desarrollaron para vertedores se engloban en la siguiente forma:

---- VERTEDORES RECTANGULARES

$$Q = C L H^{3/2} \quad \dots\dots (17)$$

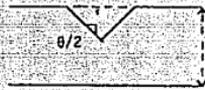
en donde C= coeficiente que depende de la geometría (variables L y H) y se obtiene de tablas.



---- VERTEDEDOR TRIANGULAR

$$Q = 1.38 \operatorname{tg} \frac{\theta}{2} H^{2.5} \quad \dots\dots (18)$$

C = 1.38 de experimentos con H y θ

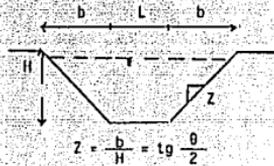


---- VERTEDEDOR TRAPEZIAL

$$Q = C_1 L H^{3/2} + C_2 Z H^{5/2} \quad \dots\dots (19)$$

Es la suma de un triangular y un rectangular

C_1, C_2 no hay datos experimentales.



1.4.2. Hidrograma y su análisis

El hidrograma de un escurrimiento es la representación gráfica de sus variaciones de flujo, respecto al tiempo (Fig. No. 5)

Para expresar el flujo se usa el término gasto, que indica el volumen escurrido en la unidad de tiempo.

El hidrograma puede considerarse como la representación gráfica de las relaciones entre la precipitación y el escurrimiento en una cuenca particular en una curva empírica.

Un hidrograma simple producido por una tormenta concentrada es una curva con una sola cresta o pico, pero el caso más común es el del hidrograma compuesto por varios picos o crestas, lo que indica variaciones bruscas en la intensidad de precipitación, o una sucesión de lluvias.

El hidrograma típico consta de los siguientes segmentos: el a - b corresponde al gasto base; el b - d llamado curva de concentración y el d - g denominado curva de vaciado, el c - f se conoce como segmento de pico o cresta.

La parte inferior de la curva de vaciado se denomina curva de agotamiento y representa el decrecimiento del gasto después de un tiempo suficientemente largo para que todos los escurrimientos superficiales hayan cesado; luego, la corriente es sólo alimentada por las capas subterráneas.

En las curvas mencionadas se muestran los siguientes puntos característicos: el B o punto de levantamiento que marca el inicio del escurrimiento directo producido por la tormenta, los puntos C y E que son los puntos de inflexión que limitan el segmento pico, el punto D llamado punto pico y que representa el gasto máximo del hidrograma, y el punto F que indica el fin del escurrimiento directo a partir del cual continúa el gasto base.

El tiempo que transcurre entre los puntos B y D se llama tiempo de pico, y el lapso entre los puntos B y F, tiempo base del hidrograma de la tormenta. El llamado tiempo de retraso es aquel que transcurre desde el centro de masa del hietograma de la lluvia al punto de pico del hidrograma.

El análisis de un hidrograma consiste en separar de él los escurrimientos con base en las diversas fuentes que la originan. Para dicho análisis se consideran los escurrimientos base y directo como los componentes principales.

En la Fig. No. 5 se muestra el hidrograma de una tormenta aislada y se muestra en forma idealizada la frontera entre los escurrimientos base y directo.

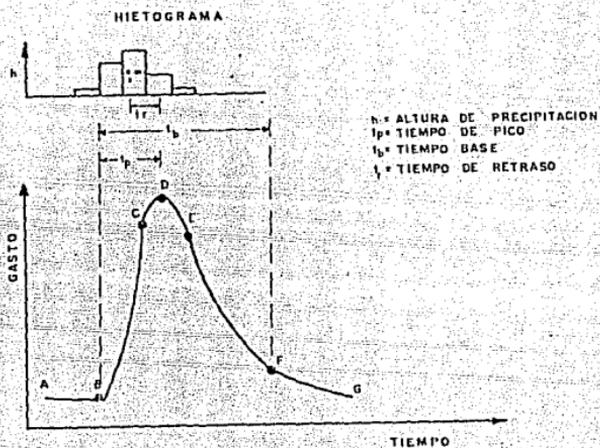


FIG. No. 5 HIETOGRAMA TIPICO DE UNA TORMENTA AISLADA

CAPITULO 2

ANALISIS PROBABILISTICO DE INFORMACION HIDROLOGICA

Es necesario introducir los conceptos fundamentales de probabilidad y estadística para poder aplicarlos al análisis de datos hidrológicos y proceder al estudio de las técnicas más comunes de probabilidad y estadística utilizadas en el análisis de dichos registros.

Se presenta un breve resumen de los conceptos de estadística más usuales en hidrología a fin de resaltar la importancia que tienen estos en la solución de los problemas hidrológicos, sin pretender desarrollar una teoría de los mismos.

2.1 CONCEPTOS FUNDAMENTALES DE PROBABILIDAD Y ESTADISTICA

Desde el punto de vista estadístico, un registro de datos hidrológicos (gastos máximos anuales, lluvias o intensidad de lluvias, etc.) se conoce como una muestra del comportamiento del fenómeno que se está analizando y midiendo, y al conjunto de todos los posibles registros bajo ciertas condiciones: población o universo.

Al proceso de observación o de registro se le llama experimento y las respuestas obtenidas de éste se conocen como resultados. En Hidrología, los resultados así definidos tienen una descripción numérica y se les denomina variables aleatorias.

Por lo tanto se ve que al analizar cualquier registro de datos hidrológicos, se tiene exclusivamente una muestra de éstos y que nunca es factible disponer de la población de ellos, ya que los datos están ligados a fenómenos naturales cuyos resultados son siempre cambiantes. El problema es saber que tan representativos son los resultados obtenidos de la muestra, del universo de los mismos.

LA DISTRIBUCION DE FRECUENCIAS Y PROBABILIDADES.- Las variables aleatorias pueden ser discretas o continuas, sin embargo para propósitos prácticos una variable discreta puede tratarse como continua, ajustando una función continua a la variación, o bien una continua como discreta, dividiendo las variables continuas en intervalos y agrupándolos en números discretos.

Para conocer la distribución de frecuencias de una muestra de variables aleatorias discretas es necesario dividir los datos u observaciones en intervalos de clase o categorías a fin de evaluar la frecuencia de cada intervalo. Si "R" es el número de datos agrupados en cierto intervalo de clase Δx_i , la frecuencia de ese intervalo se clasifica como:

$$f_i = \frac{Z}{\Delta x_i} \quad \dots\dots\dots(20)$$

Al graficar la frecuencia f_i corresponde a cada intervalo de clase Δx_i , se obtiene lo que se conoce como distribución de frecuencias (Fig. No. 8); -- sin embargo, con este procedimiento se sacrifica cierta información contenida en el grupo de datos, ya que se trabaja con intervalos de clase en lugar de los valores específicos de cada una de las variables aleatorias.

LA DISTRIBUCION DE PROBABILIDADES.- La probabilidad "P" de que un valor x este comprendido en un cierto intervalo de clase, se obtiene dividiendo el número de datos contenidos en ese intervalo entre el número total de datos "n" de la muestra. Si el intervalo esta acotado entre a y b, lo anterior se puede expresar como:

$$P(a \leq x \leq b) = \frac{Z_{ab}}{n} \quad \dots\dots\dots(21)$$

sustituyendo 20 en 21

$$P(a \leq x \leq b) = \frac{1}{n} \sum_a^b f_i \Delta x_i \quad \dots\dots\dots(22)$$

La probabilidad de todas las posibles variaciones es igual a uno. Si en lugar de frecuencias se utilizan probabilidades la ecuación 23 queda:

$$\Delta x \rightarrow dx \quad P(a \leq x \leq b) = \frac{1}{n} \int_a^b f(x) dx = \int_a^b P(x) dx \quad \dots\dots\dots(23)$$

Ahora si la probabilidad acumulada de una variación (Fig. No. 8 b) es la probabilidad de que la variable aleatoria tenga un valor igual o menor que un cierto valor asignado x . Dicha probabilidad puede asignarse como:

$$P(X \leq x) = \int_{-\infty}^x P(x) dx \quad \dots\dots\dots(24)$$

En este caso la distribución de probabilidades se considera ilimitada. Si el límite superior de la integral $x = \infty$, entonces $P\{X \leq x\} = 1$, que es un evento seguro. Así también si la distribución es limitada $P(x)$ definida para $(a \leq x \leq b)$, la ecuación también es válida, considerando $P(x) = 0$ para todos los valores de x fuera del intervalo. Posteriormente se mostrarán las distribuciones de probabilidades más usuales en hidrología, así como sus parámetros.

2.1.1 Parámetros estadísticos

Las características fundamentales de una distribución de probabilidades se pueden conocer a partir de sus parámetros. Los más importantes en hidrología se indican a continuación:

La media aritmética de un conjunto de datos se define como:

$$\bar{x} = \frac{\sum_{i=1}^n X_i}{n} \quad \dots\dots\dots(25)$$

donde:

X_i = son los valores o datos de la muestra.

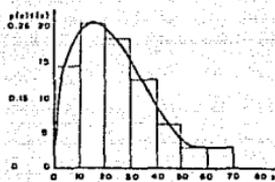
n = es el número total de estos.

La media nos permite conocer la tendencia central de una distribución estadística.

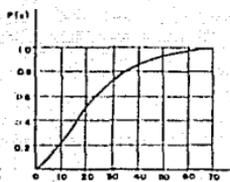
Para conocer que tan dispersos están los valores (registros hidrológicos) de una muestra respecto a su media, se utiliza lo que se conoce como:

La desviación estándar, la cual se define como:

$$S = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (X_i - \bar{x})^2}{n-1}} \quad \dots\dots\dots(26)$$

DISTRIBUCION DE FRECUENCIAS Y
PROBABILIDADES

(a)

DISTRIBUCION ACUMULADA
DE PROBABILIDADES

(b)

FIG.No B. DISTRIBUCIONES ESTADISTICAS

en donde:

X_i = los valores de la muestra

\bar{X} = la media (ec.25)

n = el número total de valores

La variancia se define como la desviación estandar al cuadrado (S^2)

A la relación entre la desviación estandar y la media se conoce como el coeficiente de variación:

$$Cv = \frac{S}{\bar{X}} \quad \dots\dots\dots(27)$$

2.2 PERIODO DE RETORNO

El primer objetivo es determinar el intervalo de recurrencia o periodo de retorno T , de un evento hidrológico de una magnitud dada "y". El periodo de retorno se define como el intervalo promedio de tiempo dentro del cual un efecto de magnitud dada "y" puede ser igualado o excedido por lo menos una vez en T años, su probabilidad de recurrencia $P(Y \geq y)$ es igual a 1 en T casos:

$$P(Y \geq y) = 1/T \quad \dots\dots\dots(28)$$

por lo tanto:

$$T = \frac{1}{P(Y \geq y)} = \frac{1}{1-P(Y \leq y)} \quad \dots\dots\dots(29)$$

Para el análisis de datos hidrológicos en relación con sus periodos de retorno, se requiere por una parte conocer la probabilidad de recurrencia de la distribución observada, y por otra, la probabilidad de recurrencia correspondiente al evento que se desee obtener, ligado a la distribución teórica de mejor ajuste.

La obtención de los periodos de retorno ligados a los datos, se pueden valorar de la siguiente forma: si se disponen de "n" observaciones-dato de una cierta distribución de eventos, estos "n" valores se pueden arreglar en orden de magnitudes diferentes, asignándoles a cada uno un número de orden "m", el cual para el valor más grande es igual a uno, para el siguiente es dos, etc. La media \bar{x} del número de veces que el m-avo valor más grande puede ser igualado o excedido en "n" tanteos es:

$$\bar{x} = N \frac{m}{n+1} \dots\dots\dots(30)$$

Para gastos máximos anuales, T_m puede definirse como el tiempo en años para N tanteos de que el m -avo valor más grande de los máximos anuales puede ser igualado o excedido una vez en promedio, lo cual implica $T_m=N$ cuando $x=1$. Sustituyendo estos valores en la ec.30 se tiene:

$$T_m = \frac{n+1}{m} \dots\dots\dots(31)$$

Esto indica que el periodo de retorno de un valor máximo anual es igual al número de años de registro más uno dividido entre el número de orden.

El periodo de retorno para los eventos de diseño se define como:

$$T_m = \frac{N}{P_n} \dots\dots\dots(32)$$

Lo que indica que el periodo de retorno ligado al evento que se quiera obtener, es función del intervalo de tiempo en el cual se desea, que no sea igualado dicho evento entre la probabilidad de que si sea igualado o superado. Así por ejemplo, el diseño del vertedor de una presa si se tiene que a dicha obra se le asigna una vida útil de 100 años, y si se considera que la avenida de diseño del vertedor tenga una probabilidad de 0.01 (100 años) de que se presente o sea superada durante ese lapso, la avenida de diseño tendrá, de acuerdo con la ec. 32 un periodo de retorno de 10,000 años.

Si se considera que la vida útil de una cierta obra es constante de la ec. 32 se tiene que el periodo de retorno es función inversa de la probabilidad de ocurrencia del evento. Para evaluar la probabilidad de ocurrencia o riesgo, se requiere tener en cuenta:

- a) costos de la obra
- b) daños que se pueden tener al presentarse una falla
- c) costos de mantenimiento
- d) inconvenientes y perjuicios en caso de que falle la obra
- e) riesgo de vidas humanas

De lo anterior se desprende una diferencia muy importante para el diseño de obras de drenaje (puentes) y las presas. En general si falla una obra de drenaje los percances ocasionados son mínimos comparados con los originados por la falla de una presa.

Conocidos los periodos de retorno correspondientes a cada uno de los datos de la muestra, es posible proceder a la obtención de su distribución de probabilidades y hacer inferencias. (Cap. 4)

2.3 GASTOS MAXIMOS ASOCIADOS A DIFERENTES PERIODOS DE RETORNO

En algunos estudios hidrológicos cerca del sitio donde se requiere construir una obra de drenaje existe o existió, sobre la misma corriente, alguna estación de aforos con suficientes registros anuales de gastos máximos que se han presentado, que permiten aplicar algún método estadístico. Con ellos es posible determinar dentro de un cierto margen de aproximación denominando intervalo de confianza, el gasto de diseño de la obra de drenaje de que se trate, en función de su vida útil y su periodo de retorno.

Puesto que el diseño de una obra de drenaje está relacionado con eventos futuros cuyo tiempo de ocurrencia o su magnitud no se pueden prever, debemos recurrir a los conceptos de probabilidad como el periodo promedio dentro del cual un gasto especificado puede ser igualado o excedido al menos una vez (periodo de retorno). La selección del nivel de probabilidad apropiado para el diseño o el riesgo que se puede aceptar de que la obra sea excedida en su capacidad hidráulica, se hace generalmente sobre la base de un criterio económico. Por ejemplo, el diseñar para un periodo de retorno de 20 o de 50 años involucra el riesgo calculado, mayor en el primer caso que en el segundo. Si el análisis hidrológico es correcto, la capacidad de la obra deberá ser excedida en algunas ocasiones. Por lo tanto la alternativa de diseñar para el gasto máximo absoluto que se pueda presentar asociado a un periodo de retorno -- muy alto, es normalmente tan costoso que solo se justificaría si la falla de la estructura fuera de consecuencias sumamente graves o catastróficas (presas).

2.3.1 Distribución normal y log-normal

La distribución normal o de Gauss se emplea para representar el comportamiento probabilístico de variables aleatorias continuas en las que teóricamente las variables pueden tomar valores de $-\infty$ hasta $+\infty$.

La distribución normal es una curva simétrica con respecto a la media (μ) y queda perfectamente definida, en un caso particular, conociendo su media y la desviación estandar (σ).

La función de distribución normal es una integral que no se puede evaluar con métodos elementales pero, sin embargo, ha sido tabulada (Fig. No. 9)

A la distribución continua que tiene densidad:

$$f(x) = \frac{1}{\sigma \sqrt{2\pi}} e^{-\frac{1}{2} \left(\frac{x - \mu}{\sigma} \right)^2} \dots\dots\dots (35)$$

Se le llama distribución normal, y a la variable que tiene esta distribución se dice que está distribuida normalmente.

La integral que define a la función de distribución normal es:

$$F(x) = \frac{1}{\sigma \sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^x e^{-\frac{1}{2} \left(\frac{v - \mu}{\sigma} \right)^2} dv \dots\dots\dots (36)$$

Como se mencionó esta integral no se puede calcular por métodos elementales, para simplificar la ecuación se estandarizó la variable aleatoria $F(x)$ considerando:

$$z = \frac{x - \mu}{\sigma} \dots\dots\dots (38)$$

en donde:

- Z = variable estandarizada (gráfica No. 9)
- x = gasto máximo asociado al período de retorno de interés (Q)
- μ = media de los gastos
- σ = desviación estandar de los gastos

Por lo que la integral queda de la siguiente forma:

$$f(z) = \frac{1}{\sigma} e^{-\frac{z^2}{2}} \dots\dots\dots (39-1)$$

Que es la forma de la variable estandarizada.

DISTRIBUCION LOG-NORMAL.- Se dice que una variable aleatoria (x) se distribuye en forma Log-normal cuando su logaritmo natural se distribuye normal-

mente. La distribución Log-normal es útil cuando se presentan fenómenos aleatorios en los que la variable no puede tomar valores negativos.

La variable estandarizada es igual que en el método de distribución normal, con las siguientes relaciones:

$$f(y) = \frac{1}{\sigma_y \sqrt{2\pi}} e^{-\frac{1}{2} \left(\frac{y - \mu_y}{\sigma_y} \right)^2} \dots\dots\dots(39)$$

en donde: $y = \ln X \dots\dots\dots(40)$

la relación $Z = \frac{X - \mu}{\sigma}$ se transforma en:

$$\ln X = \sigma \ln x(Z) + \mu \ln x \dots\dots\dots(41)$$

Así también la varianza se obtiene con la siguiente ecuación:

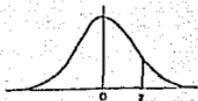
$$\sigma_x^2 = \mu_x^2 \left(e^{\sigma_y^2} - 1 \right) \dots\dots\dots(42)$$

Y la media con:

$$\mu_x = e^{\mu_y + \frac{\sigma_y^2}{2}} \dots\dots\dots(43)$$

Con las ecuaciones 42 y 43 se obtienen los valores de σ_y y μ_y , que relacionan la expresión 39 para poder aplicar el método Log-normal (ver capítulo IV).

AREAS
BAJO LA
CURVA NORMAL
TIPIFICADA
DE 0 a z



| z | 0 | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 |
|-----|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|
| 0,0 | 0,000 | 0,0040 | 0,0080 | 0,0120 | 0,0160 | 0,0199 | 0,0239 | 0,0279 | 0,0319 | 0,0359 |
| 0,1 | 0,0398 | 0,0438 | 0,0478 | 0,0517 | 0,0557 | 0,0596 | 0,0636 | 0,0675 | 0,0714 | 0,0754 |
| 0,2 | 0,0793 | 0,0832 | 0,0871 | 0,0910 | 0,0948 | 0,0987 | 0,1026 | 0,1064 | 0,1103 | 0,1141 |
| 0,3 | 0,1179 | 0,1217 | 0,1255 | 0,1293 | 0,1331 | 0,1368 | 0,1406 | 0,1443 | 0,1480 | 0,1517 |
| 0,4 | 0,1554 | 0,1591 | 0,1628 | 0,1664 | 0,1700 | 0,1736 | 0,1772 | 0,1808 | 0,1844 | 0,1879 |
| 0,5 | 0,1915 | 0,1951 | 0,1985 | 0,2019 | 0,2054 | 0,2088 | 0,2123 | 0,2157 | 0,2190 | 0,2224 |
| 0,6 | 0,2258 | 0,2291 | 0,2324 | 0,2357 | 0,2389 | 0,2422 | 0,2454 | 0,2486 | 0,2518 | 0,2549 |
| 0,7 | 0,2580 | 0,2612 | 0,2643 | 0,2673 | 0,2704 | 0,2734 | 0,2764 | 0,2794 | 0,2823 | 0,2852 |
| 0,8 | 0,2881 | 0,2910 | 0,2939 | 0,2967 | 0,2995 | 0,3023 | 0,3051 | 0,3078 | 0,3105 | 0,3132 |
| 0,9 | 0,3159 | 0,3186 | 0,3212 | 0,3238 | 0,3264 | 0,3289 | 0,3315 | 0,3340 | 0,3365 | 0,3389 |
| 1,0 | 0,3413 | 0,3438 | 0,3461 | 0,3485 | 0,3508 | 0,3531 | 0,3554 | 0,3577 | 0,3599 | 0,3621 |
| 1,1 | 0,3643 | 0,3665 | 0,3686 | 0,3708 | 0,3729 | 0,3749 | 0,3770 | 0,3790 | 0,3810 | 0,3829 |
| 1,2 | 0,3849 | 0,3869 | 0,3888 | 0,3907 | 0,3925 | 0,3944 | 0,3962 | 0,3980 | 0,3997 | 0,4015 |
| 1,3 | 0,4032 | 0,4049 | 0,4066 | 0,4082 | 0,4099 | 0,4114 | 0,4131 | 0,4147 | 0,4162 | 0,4177 |
| 1,4 | 0,4192 | 0,4207 | 0,4222 | 0,4236 | 0,4251 | 0,4265 | 0,4279 | 0,4292 | 0,4306 | 0,4319 |
| 1,5 | 0,4332 | 0,4345 | 0,4357 | 0,4370 | 0,4382 | 0,4394 | 0,4406 | 0,4418 | 0,4429 | 0,4441 |
| 1,6 | 0,4452 | 0,4463 | 0,4474 | 0,4484 | 0,4495 | 0,4505 | 0,4515 | 0,4525 | 0,4535 | 0,4545 |
| 1,7 | 0,4554 | 0,4564 | 0,4573 | 0,4582 | 0,4591 | 0,4599 | 0,4608 | 0,4616 | 0,4625 | 0,4633 |
| 1,8 | 0,4641 | 0,4649 | 0,4656 | 0,4664 | 0,4671 | 0,4678 | 0,4685 | 0,4691 | 0,4698 | 0,4705 |
| 1,9 | 0,4713 | 0,4719 | 0,4725 | 0,4732 | 0,4738 | 0,4744 | 0,4750 | 0,4756 | 0,4761 | 0,4767 |
| 2,0 | 0,4772 | 0,4778 | 0,4783 | 0,4788 | 0,4793 | 0,4798 | 0,4803 | 0,4808 | 0,4812 | 0,4817 |
| 2,1 | 0,4821 | 0,4825 | 0,4829 | 0,4834 | 0,4838 | 0,4842 | 0,4846 | 0,4850 | 0,4854 | 0,4857 |
| 2,2 | 0,4861 | 0,4864 | 0,4868 | 0,4871 | 0,4875 | 0,4878 | 0,4881 | 0,4884 | 0,4887 | 0,4890 |
| 2,3 | 0,4893 | 0,4895 | 0,4898 | 0,4901 | 0,4904 | 0,4906 | 0,4909 | 0,4911 | 0,4913 | 0,4916 |
| 2,4 | 0,4918 | 0,4920 | 0,4922 | 0,4924 | 0,4927 | 0,4929 | 0,4931 | 0,4932 | 0,4934 | 0,4936 |
| 2,5 | 0,4938 | 0,4939 | 0,4941 | 0,4943 | 0,4945 | 0,4946 | 0,4948 | 0,4949 | 0,4951 | 0,4952 |
| 2,6 | 0,4953 | 0,4955 | 0,4956 | 0,4957 | 0,4959 | 0,4960 | 0,4961 | 0,4962 | 0,4963 | 0,4964 |
| 2,7 | 0,4965 | 0,4966 | 0,4967 | 0,4968 | 0,4969 | 0,4970 | 0,4971 | 0,4972 | 0,4973 | 0,4974 |
| 2,8 | 0,4974 | 0,4975 | 0,4976 | 0,4977 | 0,4977 | 0,4978 | 0,4979 | 0,4979 | 0,4980 | 0,4981 |
| 2,9 | 0,4981 | 0,4982 | 0,4982 | 0,4983 | 0,4984 | 0,4984 | 0,4985 | 0,4985 | 0,4986 | 0,4986 |
| 3,0 | 0,4987 | 0,4987 | 0,4987 | 0,4988 | 0,4988 | 0,4989 | 0,4989 | 0,4989 | 0,4990 | 0,4990 |
| 3,1 | 0,4990 | 0,4991 | 0,4991 | 0,4991 | 0,4992 | 0,4992 | 0,4992 | 0,4992 | 0,4993 | 0,4993 |
| 3,2 | 0,4993 | 0,4993 | 0,4994 | 0,4994 | 0,4994 | 0,4994 | 0,4994 | 0,4995 | 0,4995 | 0,4995 |
| 3,3 | 0,4995 | 0,4995 | 0,4995 | 0,4995 | 0,4995 | 0,4995 | 0,4995 | 0,4995 | 0,4996 | 0,4997 |
| 3,4 | 0,4997 | 0,4997 | 0,4997 | 0,4997 | 0,4997 | 0,4997 | 0,4997 | 0,4997 | 0,4997 | 0,4998 |
| 3,5 | 0,4998 | 0,4998 | 0,4998 | 0,4998 | 0,4998 | 0,4998 | 0,4998 | 0,4998 | 0,4998 | 0,4998 |
| 3,6 | 0,4998 | 0,4998 | 0,4998 | 0,4998 | 0,4998 | 0,4998 | 0,4998 | 0,4998 | 0,4998 | 0,4998 |
| 3,7 | 0,4999 | 0,4999 | 0,4999 | 0,4999 | 0,4999 | 0,4999 | 0,4999 | 0,4999 | 0,4999 | 0,4999 |
| 3,8 | 0,4999 | 0,4999 | 0,4999 | 0,4999 | 0,4999 | 0,4999 | 0,4999 | 0,4999 | 0,4999 | 0,4999 |
| 3,9 | 0,5000 | 0,5000 | 0,5000 | 0,5000 | 0,5000 | 0,5000 | 0,5000 | 0,5000 | 0,5000 | 0,5000 |

FIG. No 9

2.3.2 Distribución Gumbel y Log-Gumbel

La fórmula de Gumbel se expresa de la siguiente manera:

$$Q_{\max} = \bar{Q} - \frac{\sqrt{Q}}{n} \left[Y_n + \text{Log}_e \frac{1}{T} \right] \quad \dots\dots\dots(44)$$

en donde:

Q_{\max} = Gasto máximo asociado al periodo de retorno determinado, M^3/s

\bar{Q} = gasto medio, M^3/s

\sqrt{Q} = desviación estándar de los gastos, M^3/s

Y_n, n = parámetro en función del tamaño de la muestra N (tabla No. 10)

T = periodo de retorno, en años

Para calcular el intervalo de confianza, que es aquel dentro del cual -- puede variar Q_{\max} dependiendo del registro disponible, se hace lo siguiente:

si $\phi = 1 - \frac{1}{T}$ (44-1) varía entre 0.2 - 0.80, el intervalo de confianza se calcula como:

$$Q = \pm \sqrt{N_{\infty} \sqrt{m}} \frac{\sqrt{Q}}{\sqrt{n} \sqrt{N}} \quad \dots\dots\dots(45)$$

en donde:

N = número de años de registro

$\sqrt{N_{\infty} \sqrt{m}}$ = parámetro función de ϕ , tabla No. 10

n = parámetro función de N , tabla No. 10

\sqrt{Q} = desviación estándar de los gastos

si $\phi \geq 90$ el intervalo se calcula como:

$$Q = \pm \frac{1.14 \sqrt{Q}}{\sqrt{n}} \quad \dots\dots\dots(46)$$

La zona de ϕ comprendida entre 0.8 y 0.9 se considera de transición, don ΔQ es proporcional al calculado con las expresiones 45 y 46, dependiendo del valor de ϕ .

| N | \bar{Y}_N | σ_N^2 | N | \bar{Y}_N | σ_N^2 | σ | $\sqrt{N \cdot \sigma_m^2}$ |
|----|-------------|--------------|------|-------------|--------------|----------|-----------------------------|
| 8 | .441 | .0413 | 49 | .540 | 1.1570 | .01 | (2.1647) |
| 9 | .4702 | .0478 | 50 | .54854 | 1.16666 | .02 | (1.78941) |
| 10 | .4952 | .04997 | 51 | .5489 | 1.1673 | .05 | (1.4550) |
| 11 | .4996 | .0676 | 52 | .5493 | 1.1678 | .10 | (1.3028) |
| 12 | .5025 | .0833 | 53 | .5497 | 1.1683 | .15 | 1.2548 |
| 13 | .5070 | .0972 | 54 | .5501 | 1.1687 | .20 | 1.2127 |
| 14 | .5100 | 1.0095 | 55 | .5504 | 1.1688 | .25 | 1.2494 |
| 15 | .5129 | 1.02057 | 56 | .5508 | 1.1688 | .30 | 1.2667 |
| 16 | .5157 | 1.0316 | 57 | .5511 | 1.1700 | .35 | 1.2700 |
| 17 | .5181 | 1.0411 | 58 | .5515 | 1.1721 | .40 | 1.3346 |
| 18 | .5202 | 1.0493 | 59 | .5518 | 1.1734 | .45 | 1.3445 |
| 19 | .5220 | 1.0566 | 60 | .55208 | 1.17467 | .50 | 1.4427 |
| 20 | .52355 | 1.06283 | 62 | .5527 | 1.1770 | .55 | 1.15130 |
| 21 | .5252 | 1.0696 | 64 | .5533 | 1.1793 | .60 | 1.5904 |
| 22 | .5268 | 1.0764 | 66 | .5538 | 1.1814 | .65 | 1.7034 |
| 23 | .5283 | 1.0811 | 68 | .5543 | 1.1834 | .70 | 1.8355 |
| 24 | .5296 | 1.0864 | 70 | .55477 | 1.18536 | .75 | 2.0069 |
| 25 | .53066 | 1.09145 | 72 | .5552 | 1.1873 | .80 | 2.2438 |
| 26 | .5320 | 1.0961 | 74 | .5557 | 1.1890 | .85 | 2.5491 |
| 27 | .5332 | 1.1004 | 76 | .5561 | 1.1906 | .90 | (3.1639) |
| 28 | .5343 | 1.1047 | 78 | .5565 | 1.1923 | .95 | (4.4721) |
| 29 | .5363 | 1.1066 | 80 | .55688 | 1.19382 | .98 | (7.0710) |
| 30 | .53622 | 1.11238 | 82 | .5572 | 1.1953 | .99 | (10.000) |
| 31 | .5371 | 1.1158 | 84 | .5576 | 1.1967 | | |
| 32 | .5380 | 1.1193 | 66 | .5580 | 1.1980 | | |
| 33 | .5388 | 1.1226 | 68 | .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 | .5432 | 1.14132 | 150 | .56461 | 1.23534 | | |
| 41 | .5442 | 1.1436 | 200 | .56715 | 1.23590 | | |
| 42 | .5449 | 1.1459 | 250 | .56878 | 1.24232 | | |
| 43 | .5453 | 1.1480 | 300 | .56993 | 1.24706 | | |
| 44 | .5459 | 1.1499 | 400 | .57144 | 1.25450 | | |
| 45 | .54630 | 1.15185 | 500 | .57240 | 1.25800 | | |
| 46 | .5468 | 1.1538 | 750 | .57377 | 1.27206 | | |
| 47 | .5473 | 1.1557 | 1000 | .57450 | 1.28651 | | |
| 48 | .5477 | 1.1574 | | .57722 | 1.28255 | | |

TABLA No. 10

La media de los gastos se calcula con la siguiente expresión:

$$\bar{Q} = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N Q_i \quad \dots\dots\dots(47)$$

en donde:

\bar{Q} = gasto medio, en M³/s

N = número de años de registro

Q_i = gastos máximos anuales registrados, en M³/s

La desviación estándar de los gastos tiene la siguiente expresión:

$$\nabla Q = \left(\frac{\sum_{i=1}^N Q_i^2 - N \bar{Q}^2}{N - 1} \right)^{1/2} \quad \dots\dots\dots(48)$$

en donde:

∇Q = es la desviación estándar de los gastos

Q_i, N, \bar{Q} ya definidas anteriormente

El método Log-Gumbel queda igualmente definido por las expresiones anteriores, introduciendo la modificación de transformar los datos naturales (gastos máximos anuales) a sus logaritmos decimales para usar estos como argumentos en el cálculo de los parámetros estadísticos (ver capítulo 4).

La expresión No. 44 se transforma en la siguiente ecuación:

$$\ln(Q) = \bar{Q} (\ln Q) - \frac{\nabla(\ln Q)}{n} \left[Y_n + \text{Log}_e \frac{1}{T_r} \right] \quad \dots\dots\dots(49)$$

Los componentes de la ecuación están definidos en el método anterior.

2.3.3 Distribución Pearson Tipo III y Log Pearson tipo III

Este método fue originalmente propuesto por Foster usando como argumento los gastos máximos anuales en los cálculos de la media, la desviación estándar y el coeficiente de distorsión de la distribución, llamándose el método - Pearson tipo III.

La expresión que da el gasto máximo asociado a un determinado periodo de retorno es la siguiente:

$$Q_{\max} = \bar{Q} + K S_Q \quad \dots\dots\dots(51)$$

en donde:

Q_{\max} = es el gasto máximo para un periodo de retorno determinado, en $M^3/2$

\bar{Q} = es el valor medio de los gastos máximos anuales; se valúa con la expresión: No. 47

K = Factor de frecuencia, en función del periodo de retorno y del coeficiente de distorsión "g", adimensional; se obtiene de las tablas No. 11 a la 15.

N = número de años de registro

S_Q = es la desviación estándar de los gastos máximos anuales; se valúa con la expresión: No. 48

g = es el coeficiente de distorsión "g" que se utiliza para determinar K y se valúa como:

$$g = \frac{N^2 \sum_{i=1}^N (Q_i)^3 - 3N \sum_{i=1}^N Q_i \sum_{i=1}^N (Q_i)^2 + 2 \left[\sum_{i=1}^N Q_i \right]^3}{N(N-1) (N-2) (S_Q)^3} \quad \dots\dots\dots(52)$$

DISTRIBUCION LOG-PEARSON TIPO III.- Todo lo anterior es válido también para el método de Log-Pearson tipo III, introducida la modificación consistente en transformar los datos naturales (gastos máximos anuales) a sus logaritmos decimales para usar estos como argumentos en el cálculo de los parámetros estadísticos, las expresiones se transforman en:

Gasto máximo:

$$\text{Log}_e Q_{\max} = \overline{\text{Log}_e Q} + K S_{\text{Log}_e Q}$$

$$Q_{\max} = \text{Antilog}_e \left[\overline{\text{Log}_e Q} + K S_{\text{Log}_e Q} \right] \quad \dots\dots\dots(53)$$

La media de los gastos anuales:

$$\overline{\text{Log}_e Q} = \frac{\sum_{i=1}^N \text{Log}_e Q_i}{N} \quad \dots\dots\dots(54)$$

La desviación estándar de los gastos máximos anuales:

$$S_{\text{Log}_e Q} = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^N (\text{Log}_e Q_i)^2}{N-1} - \left[\frac{\sum_{i=1}^N (\text{Log}_e Q_i)^2}{N} \right]^2} \quad \dots\dots\dots(55)$$

El coeficiente de distorsión "g" se valúa con la ecuación No. 52

2.4 PRUEBAS DE AJUSTE DE LAS DISTRIBUCIONES

Una vez que se han aplicado a los gastos máximos anuales las distribuciones de probabilidad, la curva se convertirá en una recta si dichos puntos siguen aproximadamente la tendencia de la distribución de probabilidades utilizada.

El ajuste de curvas se puede hacer matemática o gráficamente. Los métodos matemáticos más comunes son el de mínimos cuadrados, el de momentos y el de máxima probabilidad.

Una de las razones para efectuar el ajuste por procedimientos matemáticos, es que los resultados obtenidos por diferentes personas son idénticos. Sin embargo, la experiencia ha demostrado que el uso del criterio personal es en ocasiones de importancia.

2.4.1 Método Gráfico

El método consiste en representar gráficamente los puntos correspondientes a los datos en diferentes papeles de probabilidad y posteriormente trazar a "ojo" la recta que a juicio o experiencia del ingeniero represente la tendencia de dichos puntos. (Ver capítulo No. 4 ejemplos de aplicación).

Valores de K para coeficientes de distorsión pasivos

Periodos de retorno en años.

| Coeficiente de distorsión (a) | Probabilidades en % | | | | | | | | | | |
|-------------------------------|---------------------|--------|--------|--------|--------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| | 1.0101 | 1.0026 | 1.1111 | 1.2500 | 2 | 5 | 10 | 25 | 50 | 100 | ∞ |
| | 90 | 95 | 90 | 80 | 60 | 20 | 10 | 4 | 2 | 1 | 0.5 |
| 3.0 | -0.667 | -0.665 | -0.660 | -0.636 | -0.196 | 0.420 | 1.180 | 2.278 | 3.152 | 4.051 | 4.970 |
| 2.9 | -0.690 | -0.688 | -0.681 | -0.651 | -0.190 | 0.440 | 1.195 | 2.277 | 3.134 | 4.013 | 4.909 |
| 2.8 | -0.714 | -0.711 | -0.702 | -0.666 | -0.184 | 0.460 | 1.210 | 2.275 | 3.114 | 3.973 | 4.847 |
| 2.7 | -0.740 | -0.735 | -0.724 | -0.681 | -0.176 | 0.479 | 1.224 | 2.272 | 3.093 | 3.932 | 4.783 |
| 2.6 | -0.769 | -0.762 | -0.747 | -0.696 | -0.168 | 0.499 | 1.238 | 2.267 | 3.071 | 3.889 | 4.718 |
| 2.5 | -0.799 | -0.790 | -0.771 | -0.711 | -0.160 | 0.518 | 1.250 | 2.262 | 3.048 | 3.845 | 4.652 |
| 2.4 | -0.832 | -0.819 | -0.795 | -0.725 | -0.151 | 0.537 | 1.262 | 2.256 | 3.023 | 3.800 | 4.584 |
| 2.3 | -0.867 | -0.850 | -0.819 | -0.739 | -0.141 | 0.555 | 1.274 | 2.248 | 2.997 | 3.753 | 4.515 |
| 2.2 | -0.905 | -0.882 | -0.844 | -0.752 | -0.130 | 0.574 | 1.284 | 2.240 | 2.970 | 3.705 | 4.444 |
| 2.1 | -0.946 | -0.914 | -0.869 | -0.765 | -0.119 | 0.592 | 1.294 | 2.230 | 2.942 | 3.656 | 4.372 |
| 2.0 | -0.990 | -0.949 | -0.895 | -0.777 | -0.107 | 0.609 | 1.302 | 2.219 | 2.912 | 3.605 | 4.299 |
| 1.9 | -1.037 | -0.984 | -0.920 | -0.788 | -0.294 | 0.627 | 1.310 | 2.207 | 2.881 | 3.553 | 4.223 |
| 1.8 | -1.087 | -1.020 | -0.945 | -0.799 | -0.282 | 0.643 | 1.318 | 2.193 | 2.848 | 3.499 | 4.147 |
| 1.7 | -1.140 | -1.056 | -0.970 | -0.808 | -0.268 | 0.660 | 1.324 | 2.179 | 2.815 | 3.444 | 4.069 |
| 1.6 | -1.197 | -1.093 | -0.994 | -0.817 | -0.254 | 0.675 | 1.329 | 2.163 | 2.790 | 3.388 | 3.990 |
| 1.5 | -1.256 | -1.131 | -1.019 | -0.825 | -0.240 | 0.690 | 1.333 | 2.146 | 2.743 | 3.330 | 3.910 |
| 1.4 | -1.318 | -1.168 | -1.041 | -0.832 | -0.225 | 0.705 | 1.337 | 2.128 | 2.706 | 3.271 | 3.828 |
| 1.3 | -1.383 | -1.206 | -1.064 | -0.838 | -0.210 | 0.719 | 1.339 | 2.108 | 2.666 | 3.211 | 3.745 |
| 1.2 | -1.449 | -1.243 | -1.086 | -0.844 | -0.195 | 0.732 | 1.340 | 2.087 | 2.626 | 3.149 | 3.661 |
| 1.1 | -1.518 | -1.280 | -1.107 | -0.848 | -0.180 | 0.745 | 1.341 | 2.066 | 2.585 | 3.087 | 3.575 |
| 1.0 | -1.588 | -1.317 | -1.128 | -0.852 | -0.164 | 0.759 | 1.340 | 2.043 | 2.542 | 3.022 | 3.489 |
| .9 | -1.660 | -1.353 | -1.147 | -0.854 | -0.148 | 0.769 | 1.339 | 2.018 | 2.498 | 2.957 | 3.401 |
| .8 | -1.733 | -1.389 | -1.166 | -0.856 | -0.132 | 0.780 | 1.336 | 1.993 | 2.453 | 2.891 | 3.312 |
| .7 | -1.806 | -1.423 | -1.183 | -0.857 | -0.116 | 0.790 | 1.333 | 1.967 | 2.407 | 2.824 | 3.221 |
| .6 | -1.880 | -1.458 | -1.200 | -0.857 | -0.099 | 0.800 | 1.328 | 1.939 | 2.359 | 2.755 | 3.132 |
| .5 | -1.955 | -1.491 | -1.216 | -0.856 | -0.083 | 0.808 | 1.323 | 1.910 | 2.311 | 2.686 | 3.041 |
| .4 | -2.029 | -1.524 | -1.231 | -0.855 | -0.066 | 0.816 | 1.317 | 1.880 | 2.261 | 2.615 | 2.947 |
| .3 | -2.104 | -1.555 | -1.245 | -0.853 | -0.050 | 0.824 | 1.309 | 1.849 | 2.211 | 2.544 | 2.856 |
| .2 | -2.178 | -1.586 | -1.258 | -0.850 | -0.033 | 0.830 | 1.301 | 1.818 | 2.159 | 2.472 | 2.763 |
| .1 | -2.252 | -1.616 | -1.270 | -0.846 | -0.017 | 0.836 | 1.292 | 1.785 | 2.107 | 2.400 | 2.670 |
| 0 | -2.326 | -1.645 | -1.282 | -0.842 | 0 | 0.842 | 1.282 | 1.751 | 2.054 | 2.326 | 2.576 |

TABLA No. II

Valores de K para coeficientes de distorsión negativos.

| Coeficiente de distorsión (p) | Periodo de Retorno en Años | | | | | | | | | | | |
|-------------------------------|----------------------------|--------|--------|--------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|--|
| | 1.010 | 1.025 | 1.111 | 1.250 | 2 | 5 | 10 | 25 | 50 | 100 | 200 | |
| | Probabilidad en % | | | | | | | | | | | |
| | 99 | 95 | 90 | 80 | 50 | 20 | 10 | 4 | 2 | 1 | 0.5 | |
| 0 | -2.326 | -1.645 | -1.282 | -0.842 | 0 | 0.842 | 1.282 | 1.751 | 2.054 | 2.326 | 2.576 | |
| - .1 | -2.400 | -1.673 | -1.292 | -0.836 | 0.017 | 0.846 | 1.270 | 1.716 | 2.000 | 2.252 | 2.492 | |
| - .2 | -2.472 | -1.700 | -1.301 | -0.830 | 0.033 | 0.850 | 1.259 | 1.660 | 1.945 | 2.178 | 2.393 | |
| - .3 | -2.544 | -1.726 | -1.309 | -0.824 | 0.050 | 0.853 | 1.245 | 1.643 | 1.890 | 2.104 | 2.294 | |
| - .4 | -2.615 | -1.750 | -1.317 | -0.816 | 0.066 | 0.856 | 1.231 | 1.606 | 1.834 | 2.029 | 2.201 | |
| - .5 | -2.685 | -1.774 | -1.323 | -0.808 | 0.083 | 0.856 | 1.216 | 1.567 | 1.777 | 1.955 | 2.108 | |
| - .6 | -2.755 | -1.797 | -1.328 | -0.800 | 0.099 | 1.857 | 1.200 | 1.528 | 1.720 | 1.880 | 2.016 | |
| - .7 | -2.824 | -1.819 | -1.333 | -0.790 | 0.116 | 0.857 | 1.183 | 1.490 | 1.663 | 1.805 | 1.923 | |
| - .8 | -2.891 | -1.839 | -1.336 | -0.780 | 0.132 | 0.856 | 1.166 | 1.449 | 1.605 | 1.733 | 1.837 | |
| - .9 | -2.957 | -1.858 | -1.339 | -0.769 | 0.148 | 0.854 | 1.147 | 1.407 | 1.549 | 1.660 | 1.749 | |
| -1.0 | -3.022 | -1.877 | -1.340 | -0.758 | 0.164 | 0.852 | 1.128 | 1.365 | 1.432 | 1.568 | 1.664 | |
| -1.1 | -3.087 | -1.894 | -1.341 | -0.745 | 0.180 | 0.849 | 1.107 | 1.324 | 1.405 | 1.518 | 1.581 | |
| -1.2 | -3.149 | -1.910 | -1.340 | -0.732 | 0.195 | 0.844 | 1.086 | 1.282 | 1.379 | 1.449 | 1.501 | |
| -1.3 | -3.211 | -1.925 | -1.339 | -0.719 | 0.210 | 0.839 | 1.054 | 1.240 | 1.324 | 1.393 | 1.424 | |
| -1.4 | -3.271 | -1.939 | -1.337 | -0.705 | 0.225 | 0.832 | 1.041 | 1.199 | 1.270 | 1.318 | 1.351 | |
| -1.5 | -3.330 | -1.951 | -1.333 | -0.690 | 0.240 | 0.825 | 1.018 | 1.157 | 1.217 | 1.256 | 1.282 | |
| -1.6 | -3.389 | -1.962 | -1.329 | -0.675 | 0.254 | 0.817 | 0.994 | 1.116 | 1.166 | 1.197 | 1.216 | |
| -1.7 | -3.444 | -1.972 | -1.324 | -0.660 | 0.268 | 0.808 | 0.970 | 1.075 | 1.116 | 1.140 | 1.155 | |
| -1.8 | -3.499 | -1.981 | -1.318 | -0.643 | 0.282 | 0.799 | 0.945 | 1.035 | 1.059 | 1.097 | 1.097 | |
| -1.9 | -3.553 | -1.989 | -1.310 | -0.627 | 0.294 | 0.789 | 0.920 | 0.995 | 1.023 | 1.037 | 1.044 | |
| -2.0 | -3.605 | -1.996 | -1.302 | -0.609 | 0.307 | 0.777 | 0.895 | 0.950 | 0.980 | 0.990 | 0.995 | |
| -2.1 | -3.656 | -2.001 | -1.294 | -0.592 | 0.319 | 0.765 | 0.869 | 0.903 | 0.932 | 0.946 | 0.949 | |
| -2.2 | -3.705 | -2.006 | -1.284 | -0.574 | 0.330 | 0.752 | 0.844 | 0.869 | 0.900 | 0.905 | 0.907 | |
| -2.3 | -3.753 | -2.009 | -1.274 | -0.555 | 0.341 | 0.739 | 0.819 | 0.825 | 0.864 | 0.867 | 0.869 | |
| -2.4 | -3.800 | -2.011 | -1.262 | -0.537 | 0.351 | 0.725 | 0.795 | 0.785 | 0.830 | 0.832 | 0.833 | |
| -2.5 | -3.845 | -2.012 | -1.250 | -0.518 | 0.360 | 0.711 | 0.771 | 0.753 | 0.793 | 0.791 | 0.800 | |
| -2.6 | -3.889 | -2.013 | -1.239 | -0.499 | 0.368 | 0.696 | 0.747 | 0.724 | 0.769 | 0.769 | 0.769 | |
| -2.7 | -3.932 | -2.012 | -1.224 | -0.479 | 0.376 | 0.681 | 0.724 | 0.738 | 0.740 | 0.740 | 0.741 | |
| -2.8 | -3.973 | -2.010 | -1.210 | -0.459 | 0.384 | 0.666 | 0.702 | 0.712 | 0.714 | 0.714 | 0.714 | |
| -2.9 | -4.013 | -2.007 | -1.195 | -0.440 | 0.390 | 0.651 | 0.681 | 0.683 | 0.689 | 0.689 | 0.689 | |
| -3.0 | -4.051 | -2.003 | -1.180 | -0.423 | 0.396 | 0.636 | 0.660 | 0.666 | 0.666 | 0.667 | 0.667 | |

TABLA No. 12

Valores de K para coeficientes de distorsión
positivos (Ampliación a la Tabla No. 1)

| Coeficiente de Distorsión (%) | Período de Retorno en años. | | |
|-------------------------------------|-----------------------------|-------|--------|
| | 20 | 1 000 | 10 000 |
| | Probabilidad en % | | |
| | 5 | 0.1 | 0.01 |
| 3.0 | 2.02 | 7.25 | 10.56 |
| 2.8 | 2.02 | 6.99 | 10.09 |
| 2.6 | 2.01 | 6.73 | 9.62 |
| 2.4 | 2.01 | 6.47 | 9.15 |
| 2.2 | 2.01 | 6.20 | 8.68 |
| 2.0 | 2.00 | 5.91 | 8.21 |
| 1.8 | 1.98 | 5.66 | 7.75 |
| 1.6 | 1.96 | 5.39 | 7.28 |
| 1.4 | 1.93 | 5.11 | 6.82 |
| 1.2 | 1.90 | 4.82 | 6.37 |
| 1.0 | 1.87 | 4.54 | 5.92 |
| 0.8 | 1.83 | 4.25 | 5.48 |
| 0.6 | 1.79 | 3.96 | 5.04 |
| 0.4 | 1.74 | 3.67 | 4.60 |
| 0.2 | 1.69 | 3.38 | 4.16 |
| 0.0 | 1.64 | 3.09 | 3.73 |

TABLA No. 13

Valores de K para coeficientes -
de distorsión negativos (Ampli-
cien a la tabla N°)

| Coeficiente de Distorsión (σ) | Período de Retorno en años. | | |
|--|-----------------------------|-------|--------|
| | 20 | 1 000 | 10 000 |
| | Probabilidad en % | | |
| | 5 | 0.1 | 0.01 |
| - 0.1 | 1.63 | 2.96 | 3.59 |
| - 0.2 | 1.60 | 2.86 | 3.47 |
| - 0.3 | 1.56 | 2.73 | 3.31 |
| - 0.4 | 1.54 | 2.60 | 3.17 |
| - 0.5 | 1.50 | 2.50 | 3.03 |
| - 0.6 | 1.47 | 2.40 | 2.90 |
| - 0.7 | 1.42 | 2.26 | 2.72 |
| - 0.8 | 1.40 | 2.12 | 2.59 |
| - 0.9 | 1.37 | 2.00 | 2.44 |
| - 1.0 | 1.33 | 1.90 | 2.30 |
| - 1.1 | 1.29 | 1.78 | 2.15 |
| - 1.2 | 1.25 | 1.69 | 2.03 |
| - 1.3 | 1.20 | 1.61 | 1.93 |
| - 1.4 | 1.17 | 1.51 | 1.81 |
| - 1.5 | 1.14 | 1.42 | 1.69 |
| - 1.6 | 1.10 | 1.33 | 1.58 |
| - 1.7 | 1.06 | 1.27 | 1.50 |
| - 1.8 | 1.03 | 1.18 | 1.39 |
| - 1.9 | 1.00 | 1.12 | 1.30 |
| - 2.0 | 0.96 | 1.06 | 1.23 |
| - 2.1 | 0.92 | 1.01 | 1.15 |
| - 2.2 | 0.88 | 0.96 | 1.09 |
| - 2.3 | 0.85 | 0.90 | 1.01 |
| - 2.4 | 0.83 | 0.86 | 0.95 |
| - 2.5 | 0.80 | 0.84 | 0.90 |
| - 2.6 | 0.77 | 0.80 | 0.85 |
| - 2.7 | 0.75 | 0.76 | 0.81 |
| - 2.8 | 0.72 | 0.73 | 0.78 |
| - 2.9 | 0.69 | 0.70 | 0.74 |
| - 3.0 | 0.66 | 0.67 | 0.70 |

TABLA No. 14

Valores de K para coeficientes de distorsión positivos (g) mayor de 3.0 (Ampliación a los Tablas.)

| Coeficiente de Distorsión (g) | Período de Retorno en años | | | | | | | | |
|-------------------------------|----------------------------|--------|--------|-------|------|------|------|-------|--------|
| | 1.0101 | 1.0526 | 1.2500 | 2 | 5 | 20 | 100 | 1 000 | 10 000 |
| | Probabilidad en % | | | | | | | | |
| | 99 | 95 | 80 | 50 | 20 | 5 | 1.0 | 0.1 | 0.01 |
| 5.0 | -0.47 | -0.46 | -0.46 | -0.45 | 0.04 | 1.98 | 4.50 | 9.80 | 16.10 |
| 4.8 | -0.47 | -0.47 | -0.47 | -0.47 | 0.05 | 1.99 | 4.48 | 9.55 | 15.40 |
| 4.6 | -0.47 | -0.47 | -0.47 | -0.47 | 0.08 | 1.99 | 4.44 | 9.28 | 15.00 |
| 4.4 | -0.46 | -0.46 | -0.46 | -0.46 | 0.11 | 2.00 | 4.40 | 9.03 | 14.30 |
| 4.2 | -0.46 | -0.46 | -0.46 | -0.46 | 0.14 | 2.01 | 4.37 | 8.80 | 13.70 |
| 4.0 | -0.46 | -0.46 | -0.46 | -0.47 | 0.18 | 2.01 | 4.32 | 8.50 | 13.30 |
| 3.8 | -0.51 | -0.50 | -0.49 | -0.46 | 0.23 | 2.01 | 4.26 | 8.26 | 12.75 |
| 3.6 | -0.54 | -0.53 | -0.52 | -0.45 | 0.28 | 2.02 | 4.21 | 8.01 | 12.20 |
| 3.4 | -0.58 | -0.57 | -0.55 | -0.43 | 0.33 | 2.02 | 4.15 | 7.76 | 11.55 |
| 3.2 | -0.62 | -0.62 | -0.59 | -0.42 | 0.38 | 2.02 | 4.09 | 7.51 | 11.10 |

TABLA No. 15

2.4.2 Método Matemático. Mínimos cuadrados.

La curva obtenida con este método generalmente presenta en promedio un mejor ajuste que los demás métodos matemáticos. El método de mínimos cuadrados consiste en obtener la mínima suma de los cuadrados de las diferencias entre los valores de la probabilidad estimados con los datos de la muestra y los dados por la función de distribución que se desea ajustar.

Este método sirve para definir la ecuación de la recta de regresión, en la fig. No. 15 definimos las variables de la ecuación.

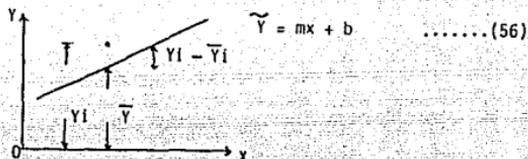


Fig. No. 15 Recta de Regresión

en donde:

\tilde{Y}_i = es el valor obtenido de la ecuación de la recta de regresión. $\tilde{Y} = mx + b$

Y_i = valor o dato que se desea ajustar

Por lo tanto la desviación con respecto a la recta de regresión es:

$$(Y_i - \tilde{Y}_i)^2$$

Una vez definido lo anterior para un punto, la sumatoria de estas desviaciones al cuadrado es la ecuación de los mínimos cuadrados:

$$\sum_{i=1}^N (Y_i - \tilde{Y}_i)^2 \quad \dots\dots\dots(57)$$

Dicho método es tal que la sumatoria tenga el mínimo valor posible.

2.5 PAPEL DE PROBABILIDADES

Con el objeto de representar en una gráfica los gastos máximos anuales - observados, es necesario asociarlos a una frecuencia determinada, de manera - que para cada avenida se tengan dos coordenadas: su magnitud y su frecuencia, en el caso de análisis probabilísticos de avenidas, su magnitud y su periodo de retorno, el cual ya se definió anteriormente como:

$$T = \frac{n + 1}{m} \dots\dots\dots (31)$$

en donde:

T = período de retorno

n = número de años de registro

m = rango de los gastos máximos anuales, ordenados en forma decreciente

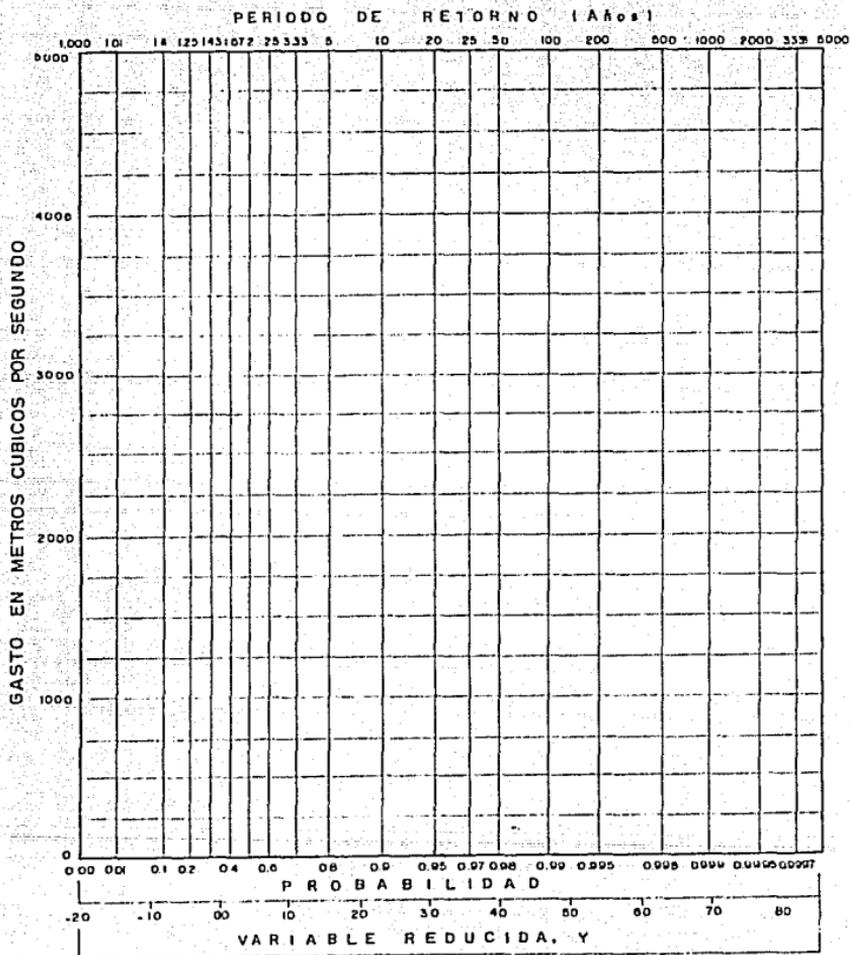
Una vez determinados los valores de T (período de retorno) asociados a los gastos del registro, se puede representar gráficamente la probabilidad -- acumulada de una distribución. En papeles de este tipo la ordenada generalmente representa el valor de Q_i (gasto máximo anual) y la abscisa representa la probabilidad $P (Q \approx q)$ o $P (Q \leq q)$ o el período de retorno (T). Tanto la escala de las ordenadas como las de las abscisas están diseñadas de tal forma que la distribución quede representada por una línea recta y los puntos correspondientes a los datos, si se ajustan a la distribución de ese papel, quedan cerca de dicha línea recta. El objeto de usar el papel de probabilidad es el de linearizar la distribución, de manera que los datos graficados se puedan analizar fácilmente para propósitos de comparación o extrapolación. En este último caso el efecto de los errores de muestreo frecuentemente se hace muy grande, por lo que al interpretar la información extrapolada se debe tomar en cuenta.

En las gráficas No. 16 y 17, se muestran las gráficas correspondientes a algunas distribuciones, en el capítulo IV se muestran los ejemplos de aplicación.

2.6 CURVAS I - d - TR

La única forma de acotar el evento de diseño de una estructura hidráulica, cuando el análisis se apoya en los registros de lluvias, es a través del conocimiento de la variación de las características de las tormentas en relación con su período de retorno.

Dado que los pluviógrafos registran en forma continua la variación de la altura de lluvia respecto al tiempo, son sus registros los que permiten realizar un análisis más completo del comportamiento del fenómeno, deduciéndolo -- por medio de las curvas de intensidad - duración - período de retorno.



PAPEL DE PROBABILIDADES DE GUMBEL

Si se observa un registro de un pluviógrafo, como éste es continuo, --- existen múltiples combinaciones para asociar la altura de lluvia con una cierta duración que son valores discretos. Una manera de proceder es considerar sólo las características finales de las tormentas, relacionando su altura de lluvia con su duración total. Esto implica perder información, pues no se valúa la variación existente entre estas variables durante un proceso de lluvia. Conforme aumenta el número de años de registro, la pérdida de información disminuye, con este criterio, para utilizar la información obtenida, se requiere agrupar las alturas en base a duraciones constantes. Para ello, se seleccionan intervalos representativos de cada uno de ellos, su duración media. De esta manera, se tendrá para cada duración característica un grupo de alturas de lluvia.

Otra forma de análisis de los registros de lluvia correspondientes, es -valuado la máxima variación de la altura de lluvia respecto a un intervalo de duración constante. Para esto se requiere conocer la curva-masa de cada tormenta que se este estudiando; conocida la curva-masa, en un papel transparente se hacen divisiones verticales de las duraciones que se esten analizando, generalmente múltiplos de un cierto intervalo de tiempo. Así se procede a su perponer el papel transparente en la curva-masa de la tormenta que se este --analizando, y desplazando el origen de las abscisas, se determina el máximo -incremento de altura de lluvia tenido en un cierto intervalo de tiempo.

De esta manera se obtienen las condiciones más críticas de altura de --- lluvia-duración para cada tormenta. En este caso, terminado el proceso de --análisis, se dispone de grupos de altura de lluvia para duraciones constantes.

Conocidas las características de las lluvias más desfavorables, se puede utilizar el siguiente criterio: las intensidades o alturas de lluvia deberán ordenarse en forma decreciente para asignarse su periodo de retorno (T_r).

Para variar las curvas de intensidad de lluvia-duración-periodo de retorno, se requiere obtener la ecuación de mejor ajuste entre los diversos grupos de valores de la intensidad de lluvia, su duración y sus periodos de retorno. Para plantear el tipo de ecuación más conveniente, cabe indicar que la más --adecuada corresponde a la for a:

$$i = \frac{K T_r}{d^g} \dots\dots\dots(62)$$

en donde:

- K, h, g = son parámetros
- d = duración de lluvia
- Tr = periodo de retorno (T ó Te, Tm)

Si se toman logaritmos a esta ecuación, se obtiene que:

$$\text{Log } i = \text{log } K + h \text{ Log } T - g \text{ Log } d \quad \dots\dots\dots(63)$$

y transformando esta ecuación puede escribirse como:

$$Y = a_0 + a_1 \cdot X_1 + a_2 \cdot X_2 \quad \dots\dots\dots(64)$$

en donde:

$$\text{Log } i = Y, \text{ Log } T = X_1, \text{ Log } d = X_2$$

$$a_0 = \text{Log } K, a_1 = h, a_2 = -g$$

En la ecuación 64 se necesita valuar los parámetros a_0, a_1, a_2 , de tal forma que la suma de los errores al cuadrado sea mínimo. Para lo cual se debe resolver el sistema de ecuaciones:

$$\begin{bmatrix} N & \sum X_{1i} & \sum X_{2i} \\ \sum X_{1i} & \sum X_{1i}^2 & \sum X_{1i} X_{2i} \\ \sum X_{2i} & \sum X_{1i} X_{2i} & \sum X_{2i}^2 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} A_0 \\ A_1 \\ A_2 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} Y_i \\ Y_{1i} \cdot Y_i \\ X_{2i} \cdot Y_i \end{bmatrix} \quad \dots\dots\dots(65)$$

Donde N es el número de grupos de valores (X_1, X_2, X_3, Y) y las sumas son desde $i=1$ hasta $i=N$.

Al final se tendrán un conjunto de parejas de valores que relacionan la intensidad con la duración correspondiente a dicho periodo de retorno, las cuales en general, muestran una distribución sensiblemente hiperbólica que se puede representar matemáticamente por una expresión de la siguiente forma:

$$i = \frac{A}{d + B} \quad \dots\dots\dots(66)$$

en la cual:

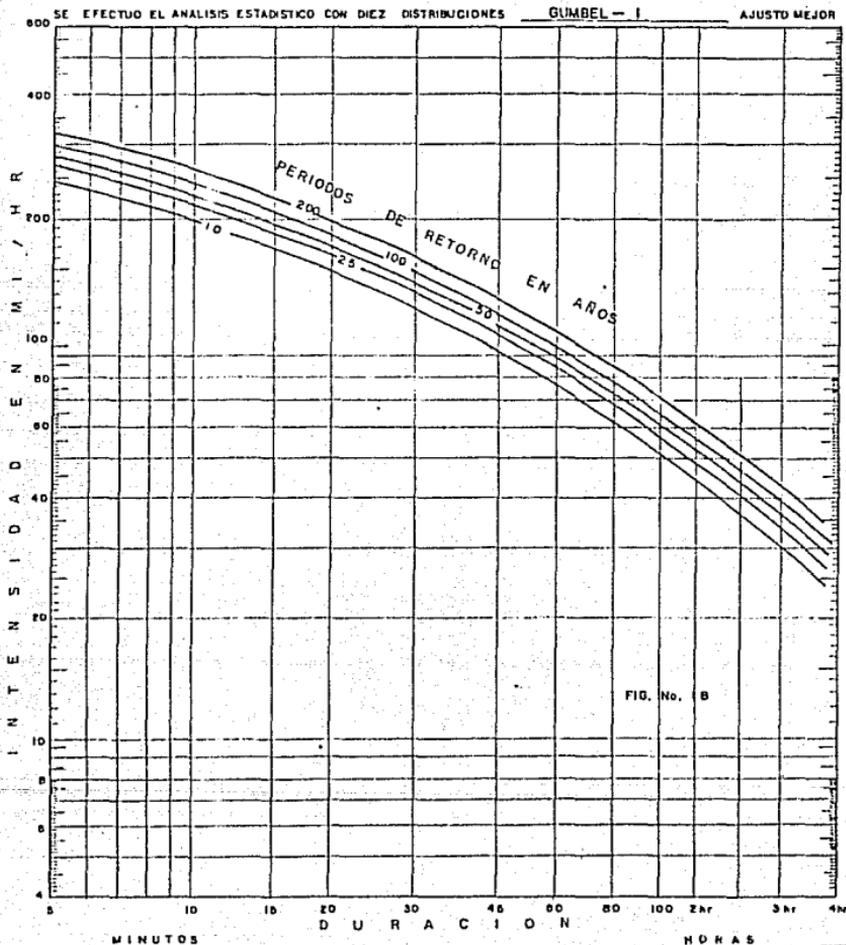
- d = duración de la tormenta (min)
- A, B = parámetros
- i = Intensidad de precipitación (mm/hr)

Actualmente en la República Mexicana se dispone de 350 pluviógrafos, y por lo tanto se tienen 350 gráficas ya procesadas en la S.C.T., como las mostradas en las figuras No. 18 a 20.

S. C. T.
 DIRECCION GENERAL DE SERVICIOS TECNICOS
 DEPARTAMENTO DE GEOTECNIA
 OFICINA DE HIDROLOGIA Y DRENAJE
 DEPARTAMENTO DE HIDROLOGIA E HIDRAULICA
 OFICINA DE ANALISIS

ESTACION XOCHISTLAHACA, ESTADO DE GRO
 COORDENADAS : $\phi = 10^{\circ} 47'$ $\lambda = 98^{\circ} 15'$
 REGISTROS PROCESADOS, AÑOS 0 ENTRE 1963 Y 1968
 CALCULO

CURVAS DE INTENSIDAD DE LLUVIA-DURACION-PERIDO DE RETORNO

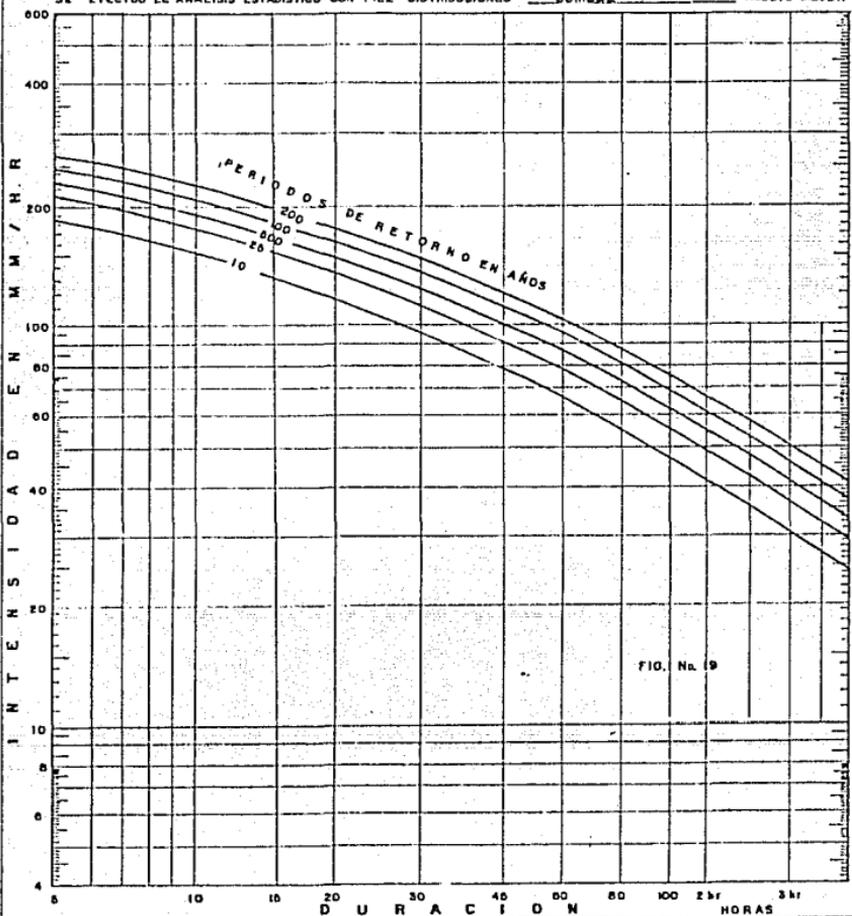


S. C. T.
 DIRECCION GENERAL DE SERVICIOS TECNICOS
 DIRECCION DE ESTUDIOS
 SUBDIRECCION DE HIDROLOGIA Y DRENAJE
 DEPARTAMENTO DE HIDROLOGIA E HIDRAULICA
 OFICINA DE ANALISIS

ESTACION XITLAYUTLA ESTADO DE OAXACA
 COORDENADAS : $\varphi = 10^{\circ} 33'$ $\lambda = 07^{\circ} 34'$
 REGISTROS PROCESADOS, AÑOS 6 (ENTRE 1964 y 1982)
 CALCULO _____

CURVAS DE INTENSIDAD DE LLUVIA-DURACION-PERIDO DE RETORNO

SE EFECTUO EL ANALISIS ESTADISTICO CON LAZ DISTRIBUCIONES GUMBEL-1 AJUSTO MEJOR



S. C. T.

DIRECCION GENERAL DE SERVICIOS TECNICOS

DIRECCION DE ESTUDIOS

SUBDIRECCION DE HIDROLOGIA Y DRENAJE

DEPARTAMENTO DE HIDROLOGIA E HIDRAULICA

OFICINA DE ANALISIS

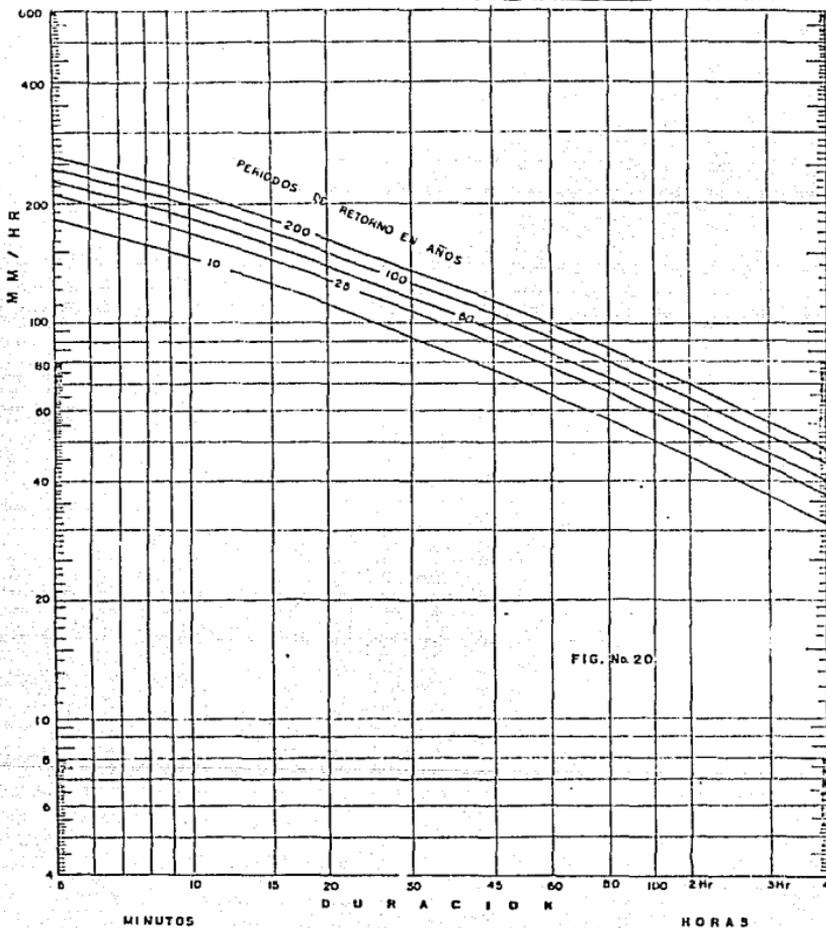
ESTACION IXCAN ESTADO DE: CHIS

COORDENADAS: 18 08 01 08

REGISTROS PROCESADOS, AÑOS 18 (ENTRE 1968 Y 1988)

CALCULO:

CURVAS DE INTENSIDAD DE LLUVIA-DURACION-PERÍODO DE RETORNO

SE EFECTUO EL ANALISIS ESTADISTICO CON DIEZ DISTRIBUCIONES. 0.97 DEL-1 AJUSTO MEJOR.

CAPITULO 3

DETERMINACION DE GASTOS MAXIMOS EN FUNCION DE LA PRECIPITACION Y CARACTERISTICAS FISIOGRAFICAS DE LA CUENCA

Los métodos hidrológicos que están en función de la precipitación y características fisiográficas de la cuenca se clasifican en empíricos y semiempíricos.

Los métodos empíricos son aquellos que se basan en la observación y la experiencia, se emplean para obtener una idea preliminar sobre el gasto de diseño, o bien cuando no se conocen más características de la precipitación en la zona correspondiente a la cuenca en estudio, ya que en ellos intervienen como variable únicamente las características físicas de la cuenca. Los métodos que más aplicación tienen son los de Creager y Lowry que proporcionan el gasto de diseño en función del área de la cuenca y de un coeficiente que depende de la región hidrológica correspondiente (según clasificación de la S.A.R.H.)

Los métodos semiempíricos son similares a los empíricos, con la diferencia que hacen intervenir además la intensidad de lluvia en la relación funcional que define el gasto de diseño. Estos métodos se basan en el ciclo hidrológico y difieren entre ellos en el mayor o menor detalle con que toman los factores que intervienen en dicho ciclo.

3.1 FORMULA RACIONAL

Las hipótesis más importantes en que se basa el método racional son las siguientes:

- a) La duración de la precipitación coincide con el tiempo pico del escurrimiento.
- b) Todas las porciones de la cuenca contribuyen a la magnitud del pico del escurrimiento.
- c) La capacidad de infiltración es constante en todo tiempo.
- d) La intensidad de precipitación es uniforme sobre la cuenca.
- e) Los antecedentes de humedad y almacenaje de la cuenca son despreciables.

Estas hipótesis generalmente no se cumplen mientras mayor es el área de

la cuenca considerada, su uso se ha extendido ampliamente debido a su gran sencillez. En el sistema métrico decimal la fórmula racional se define como:

$$Q_p = 0.278 CIA \dots\dots\dots(67)$$

en donde:

- Qp = gasto pico en M³/s
- C = coeficiente de escurrimiento, adimensional. (tabla No.21)
- I = intensidad de la lluvia para una duración igual al tiempo de concentración, en mm/hr.
- A = área de la cuenca drenada en Km².
- 0.278 = factor de homogeneidad de las unidades

El coeficiente C representa la relación entre el volumen escurrido y el llovido, depende de las características de la cuenca. En la tabla No. 21 se muestran los valores de este coeficiente.

En caso de que la cuenca por drenar este compuesta por diferentes tipos de suelo, el coeficiente de escurrimiento global "C" se calcula con la fórmula:

$$C = \frac{\sum_{i=1}^n C_i A_i}{A}$$

en donde:

- C = coeficiente de escurrimiento global
- C_i = coeficiente de cada área parcial
- A_i = área parcial
- n = número de áreas parciales
- A = área total de la cuenca

Una de las hipótesis en que se basa la fórmula racional expresa que el gasto producido por una lluvia de intensidad constante sobre una cuenca es máximo cuando dicha intensidad se mantiene por un lapso igual o mayor que el tiempo de concentración, el cual se define como el tiempo de recorrido del agua desde el punto hidráulicamente más alejado hasta el punto de salida de la cuenca, ya que al cumplir con esta condición toda el área de la cuenca contribuye al escurrimiento. Para calcular el tiempo de concentración se emplea la fórmula empírica de Kirpich que se define por:

$$T_c = 0.0662 \frac{L^{0.77}}{S^{.385}} \dots\dots\dots(69)$$

VALORES DEL COEFICIENTE "C" DE LA FORMULA RACIONAL

| TIPO DEL AREA POR DRENAR | PENDIENTE EN % | COEF. DE ESC. "C" |
|--|----------------|-------------------|
| - CON CESPED: | | |
| Suelo Arenoso | 2 | 0.05 - 0.10 |
| Suelo Arenoso | 2 a 7 | 0.10 - 0.15 |
| Suelo Arenoso | 7 | 0.15 - 0.20 |
| Suelo Grueso | 2 | 0.13 - 0.17 |
| Suelo Grueso | 2 a 7 | 0.18 - 0.22 |
| Suelo Grueso | 7 | 0.25 - 0.35 |
| - ZONAS COMERCIALES: | | |
| Area Céntricas | | 0.70 - 0.95 |
| Area Vecinales | | 0.50 - 0.70 |
| - ZONAS RESIDENCIALES | | |
| Areas familiares (residencias privadas, casas solas) | | 0.30 - 0.50 |
| Areas multifamiliares separadas | | 0.40 - 0.60 |
| Areas multifamiliares juntas | | 0.60 - 0.75 |
| Areas Suburbanas | | 0.25 - 0.40 |
| Areas de Apartamentos habitacionales | | 0.50 - 0.70 |
| - ZONAS INDUSTRIALES: | | |
| Claros (Industrias ligeras) | | 0.50 - 0.80 |
| Zonas densamente construidas (Ind. pesadas) | | 0.60 - 0.90 |
| Parques y cementerios | | 0.10 - 0.25 |
| Areas de recreo y campos deportivos | | 0.20 - 0.35 |
| Patios de FFCC | | 0.20 - 0.35 |
| Area provisionales (terrenos sin urbanizar) | | 0.10 - 0.30 |
| - CALLES: | | |
| Asfaltadas | | 0.70 - 0.95 |
| De concreto hidráulico | | 0.80 - 0.95 |
| Enladrillado (adoquín) | | 0.70 - 0.85 |
| Calzadas y banquetes | | 0.75 - 0.85 |
| Azuleas y techados | | 0.75 - 0.95 |
| - ZONAS RURALES: | | |
| Campos cultivados | | 0.20 - 0.40 |
| Zonas forestadas | | 0.10 - 0.30 |

TABLA No. 21

en donde:

T_c = tiempo de concentración, en horas

L = longitud del cauce principal, en Km.

S = pendiente del cauce, adimensional, en decimales

Una vez que se ha calculado el tiempo de concentración se puede determinar la intensidad de diseño, a partir de las curvas de intensidad-duración-periodo de retorno de la estación pluviográfica más cercana a la cuenca en estudio, para lo cual se considera la duración de la tormenta igual al tiempo de concentración calculado y se fija el periodo de retorno en función de la vida útil de proyecto y el riesgo que se puede aceptar de que la obra falle.

Las limitaciones del método son precisamente las suposiciones básicas - (hipótesis) que generalmente no se cumplen y que son el punto crítico hacia donde se enfocan los ataques de que es objeto.

Además de las objeciones relativas a las hipótesis el método tiene otros inconvenientes, como son el de proporcionar solamente una estimación del gasto máximo sin tomar en cuenta la forma del hidrograma; el tiempo de concentración se calcula mediante fórmulas aproximadas, y que fueron ensayadas en regiones diferentes a las cuencas en estudio.

3.2 METODO DE VEN TE CHOW

El método de Ven Te Chow está basado principalmente en el concepto de hidrograma unitario y del hidrograma unitario sintético.

El método considera que el gasto pico del escurrimiento directo de una cuenca puede calcularse como el producto de la lluvia en exceso " P_e " por el gasto de pico de un hidrograma unitario, q_m , o sea:

$$Q_m = q_m P_e \quad \dots\dots\dots(70)$$

Considerando una lluvia en exceso igual a 1cm, con una duración de (d) horas sobre una cuenca de (A) Km^2 ; el escurrimiento de equilibrio o sea el escurrimiento producido por una lluvia de intensidad constante continuando indefinidamente, será igual a 2.78 A/d. La relación del gasto de pico del hidrograma unitario $q_m = 2.78 A/d$, se define como factor de reducción del pico, Z.

$$Z = \frac{q_m \cdot d}{2.78 A} \dots\dots(71)$$

por lo tanto:

$$q_m = \frac{2.78 AZ}{d} \dots\dots(72)$$

Sustituyendo la ecuación 72 en la ecuación 70 se obtiene:

$$Q_m = \frac{2.78 AZ Pe}{d} \dots\dots(73)$$

Al cociente de Pe/d se denomina factor X , por lo tanto la ecuación del gasto queda:

$$Q_m = 2.78 AZ X \dots\dots(74)$$

Si el gasto base en el tiempo de pico es Q_b , entonces el diseño es:

$$Q_d = Q_m + Q_b \dots\dots(75)$$

Los factores que afectan el 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 esta compuesto principalmente por el uso de la tierra, la condición de la superficie, el 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.

La distribución del escurrimiento directo esta expresada en términos del hidrograma unitario de la cuenca, el cual se define como el hidrograma del escurrimiento directo resultante de 1 cm. de lluvia en exceso generada uniformemente sobre toda la cuenca y con intensidad también uniforme durante un periodo específico de tiempo.

Para tomar en cuenta el efecto del primer grupo se introduce el número de escurrimiento N , el cual esta en función del uso del suelo y de las características de éste. Los suelos se clasifican, según influyan las características del material en el escurrimiento, en cuatro grupos:

GRUPO A.- Suelos con potencial de escurrimiento mínimo. Incluye gravas y arenas en estratos de gran espesor con poco limo y arcilla, así como Loess muy permeables.

- GRUPO B.- Suelos con infiltración media inferior a la del grupo A. Dentro de este tipo se consideran estratos arenosos menos potentes que los del grupo A y Loess más compactos o menos potentes que los de dicho grupo, (GM, SM, ML, MH, OL).
- GRUPO C.- Suelos con infiltración media inferior a los del grupo B. Se consideran en este grupo estratos poco potentes y los que contienen cantidades considerables de arcilla y coloides, (SC, CL).
- GRUPO D.- Suelos con potencial de escurrimiento máximo. Se clasifican dentro de este grupo las arcillas de alta plasticidad, los suelos con arcillas, y los suelos poco profundos con subhorizontes casi impermeables cerca de la superficie (CH, OH).

Conocido el tipo de suelo de acuerdo con la clasificación anterior, y tomando en cuenta el uso que tenga el suelo, con la tabla No. 22 se podrá conocer el valor de N.

Una vez conocido el número de escurrimiento, el valor de la lluvia en exceso (P_e) puede calcularse para una altura de lluvia dada (P) mediante la figura No. 23 o bien con la ecuación:

$$P_e = \frac{\left(P - \frac{508}{N} + 5.08 \right)^2}{\left(P + \frac{2032}{N} - 20.32 \right)} \quad \dots\dots\dots(76)$$

Una vez conocida la precipitación en exceso (P_e) se puede calcular el factor de escurrimiento X, basándose en la lluvia registrada en la estación base durante la tormenta de t horas.

La estación base (P_b) es donde se conoce la distribución de la lluvia respecto al tiempo, o sea, donde se tiene un pluviógrafo, y se cuenta con las curvas I-d-Tr.

Para conocer la altura de lluvia (P) se obtiene de las curvas I-d-Tr, una vez conocido el valor de (P_e) se aplica la ecuación No. 76 y finalmente se obtiene:

$$X = \frac{P_e}{d} \quad \dots\dots\dots(77)$$

El factor climático "Y" trata de tomar en cuenta el hecho de que el sitio donde se quiera valuar el gasto generalmente está alejado de la estación base, es decir que sirve para transportar la tormenta, convencionalmente se acepta que la estación base este localizada a menos de 30 Km. de distancia, conforme la distancia sea mayor los resultados son más inciertos. La liga entre la estación base y la zona de estudio queda definida por la expresión:

$$Y = \frac{Pa}{Pab} \dots\dots\dots(78)$$

en donde:

- Y = factor climático, adimensional
- Pa = precipitación media anual en la zona de estudio, en mm.
- Pab = precipitación media anual en la estación base, en mm.

Pa y Pab se obtienen del plano de isoyetas de precipitaciones diarias con periodo de retorno de 50 años o bien el plano de isoyetas elaborado por la S.A.R.H.

El factor de reducción del pico Z, es igual a la relación entre el gasto de pico de un hidrograma unitario debido a una lluvia de duración dada -- (d) y el escurrimiento de equilibrio, es decir, el escurrimiento correspondiente a la misma intensidad de lluvia pero de duración infinita.

El valor de Z, se calcula como una función de la relación entre la duración de la tormenta (d) y el tiempo de retraso (tp). Dicho tiempo (tp) se define como el intervalo de tiempo medido del centro de la masa de un bloque de intensidad de lluvia al pico resultante de un hidrograma.

Por otra parte, el tiempo de retraso depende principalmente de la forma del hidrograma y de las características fisiográficas de la cuenca, y es dependiente de la duración de la lluvia. Ven Te Chow encontró, para la zona que el estudio, que el tiempo de retraso se puede calcular mediante la siguiente ecuación.

$$tp = 0.00505 \left(\frac{L}{\sqrt{S}} \right)^{0.64} \dots\dots\dots(79)$$

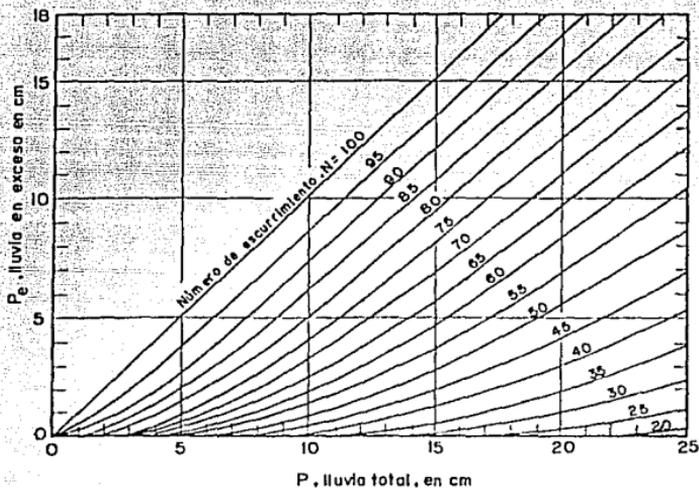
La cual aparece representada gráficamente en la figura No. 24, conocido el valor de tp de la cuenca en estudio, para cada duración de tormenta se puede calcular Z. La relación de d/tp con Z, obtenida por Ven Te Chow, se muestra en la figura No. 25. El valor máximo de la relación d/tp es 2 y co-

SELECCION DEL NUMERO DE ESCURRIMIENTO N

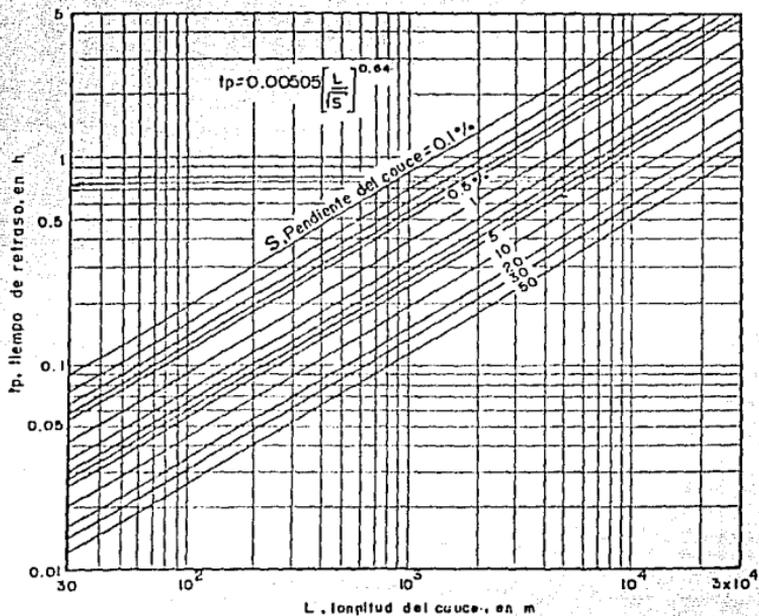
| Uso de la tierra o cobertura | Condición de la superficie | Tipo de suelo | | | |
|--|--------------------------------|---------------|-----|-----|-----|
| | | A | B | C | D |
| Rosques (Sembrados y cultivados) | Ralo, baja transpiración | 45 | 66 | 77 | 83 |
| | Normal, transpiración media | 36 | 60 | 73 | 79 |
| | Espeso o alta transpiración | 25 | 55 | 70 | 77 |
| Caminos | De tierra | 72 | 82 | 87 | 89 |
| | Superficie dura | 74 | 84 | 90 | 92 |
| Rosques naturales | Muy ralo o baja transpiración | 56 | 75 | 86 | 91 |
| | Ralo, baja transpiración | 46 | 68 | 78 | 84 |
| | Normal, transpiración media | 36 | 60 | 70 | 76 |
| | Espeso, alta transpiración | 26 | 52 | 62 | 69 |
| | Muy espeso, alta transpiración | 15 | 44 | 54 | 61 |
| Descanso (sin cultivo) | Surcos rectos | 77 | 86 | 91 | 94 |
| Cultivos de surco | Surcos rectos | 70 | 80 | 87 | 90 |
| | Surcos en curvas de nivel | 67 | 77 | 83 | 87 |
| | Terrazas | 64 | 73 | 79 | 82 |
| Cereales | Surcos rectos | 64 | 76 | 84 | 88 |
| | Surcos en curvas de nivel | 62 | 74 | 82 | 85 |
| | Terrazas | 60 | 71 | 79 | 82 |
| Leguminosas sembradas con maquinaria o alveolo o potrero de rotación | Surcos rectos | 62 | 75 | 83 | 87 |
| | Surcos en curvas de nivel | 60 | 72 | 81 | 84 |
| | Terrazas | 57 | 70 | 78 | 82 |
| Pantizal | Pobre | 68 | 79 | 86 | 89 |
| | Normal | 49 | 69 | 79 | 84 |
| | Buena | 39 | 61 | 74 | 80 |
| | Curvas de nivel, pobre | 47 | 67 | 81 | 88 |
| | Curvas de nivel, normal | 25 | 59 | 75 | 83 |
| | Curvas de nivel, buena | 6 | 35 | 70 | 79 |
| Potrero (permanente) | Normal | 30 | 58 | 71 | 78 |
| Superficie impermeable | | 100 | 100 | 100 | 100 |

TABLA No. 22

$$P_{eb} = \frac{(P_b - \frac{508}{N} + 5.08)^2}{P_b + \frac{2032}{N} - 20.32}$$

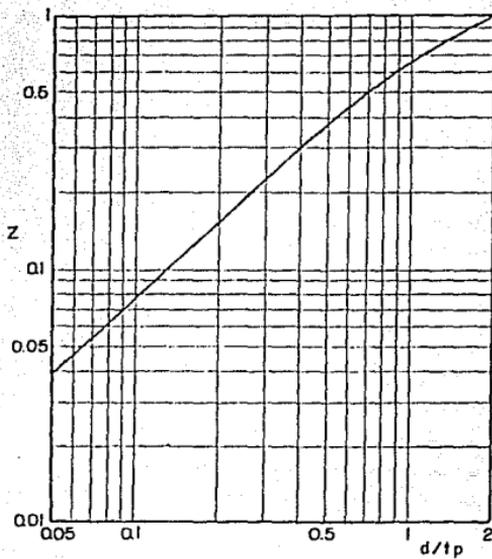


Relacion entre la lluvia total y la lluvia en exceso
para diferentes numeros de escurrimientos.



Determinación del tiempo de retraso.

FIG. No. 24



Relacion entre Z y d/tp

LA CURVA DE LA FIGURA SE PUEDE SUSTITUIR APROXIMADAMENTE POR TRES TRAMOS DE RECTAS, CUYAS ECUACIONES SON LAS SIGUIENTES.

| | |
|--------------------------------|---|
| $0 < \frac{d}{tp} \leq 0.5$ | $Z = 0.00245 + 0.75922 \left(\frac{d}{tp} \right)$ |
| $0.5 \leq \frac{d}{tp} \leq 1$ | $Z = 0.08741 + 0.58929 \left(\frac{d}{tp} \right)$ |
| $1 \leq \frac{d}{tp} \leq 2$ | $Z = 0.35340 + 0.32330 \left(\frac{d}{tp} \right)$ |
| $2 \leq \frac{d}{tp}$ | $Z = 1$ |

responde a un valor de $Z = 1$. Si la duración es mayor que $2 t_p$, significa que el gasto pico ocurrirá antes de que termine la lluvia en exceso, y el hidrograma unitario alcanzará y mantendrá el valor del gasto máximo. Por lo tanto $Z = 1$ para $d/t_p \geq 2$.

El método de Ven Te Chow considera los factores fisiográficos y climatológicos que más influyen en el escurrimiento generado por una cuenca. Su aplicación es relativamente sencilla, y sus resultados no dependen tanto del juicio o la experiencia personal, como sucede con los métodos empíricos; proporciona el periodo de retorno asociado a cada gasto, lo que permite aplicar un criterio económico para adoptar el gasto de diseño más adecuado. Por otra parte tiene la desventaja que usa una expresión para el tiempo de retraso y una relación Z/t_p que fueron elaboradas para una cierta región en los Estados Unidos de América.

Otro inconveniente y tal vez el más importante es que los resultados se vuelven muy sensibles a las variaciones del número de escurrimiento (N), por lo que se necesita determinar su valor muy cuidadosamente.

No obstante sus inconvenientes, el método de Ven Te Chow proporciona resultados más satisfactorios que los demás métodos empíricos y semiempíricos.

El límite superior del área de las cuencas a las que se puede aplicar este método, de acuerdo con su autor, es de 200 km^2 .

3.3 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. Dicho modelo asimila una cuenca a un sistema de n recipientes lineales iguales, con el 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.

$$V = K Q \quad \dots\dots\dots(80)$$

- b) para una entrada instantánea, el gasto que sale de un recipiente lineal es:

$$Q = \frac{2.78 V}{K} e^{-t/k} \quad \dots\dots\dots(81)$$

Para un número n de recipientes lineales en serie con el mismo coeficiente de almacenaje (v), de acuerdo con la ecuación No. 81, el gasto que sale es:

$$Q = \frac{2.78 v}{K} \frac{\left(\frac{t}{K}\right)^{n-1} e^{-t/k}}{T(n)} \quad \dots\dots\dots(82)$$

Por lo tanto el hidrograma instantáneo queda definido por una expresión que contiene un solo término con dos parámetros (n, K) los que determinan la forma del mismo. El coeficiente de almacenaje para una cuenca real se expresa como:

$$V = Pe A \quad \dots\dots\dots(83)$$

En donde la lluvia en exceso (Pe) en la zona de estudio para una duración dada de d horas se expresa en cm. y el área de la cuenca en Km^2 .

La fórmula para calcular el gasto máximo se define como:

$$Q_m = \frac{2.78 A Pe}{t_m} f(n, t_m) \quad \dots\dots\dots(84)$$

en donde:

$$f(n, t_m) = \frac{(n-1)^n e^{1-n}}{T(n)} \quad \dots\dots\dots(85)$$

Q_m = es el gasto máximo, en m^3/s

n = número de recipientes lineales

t_m = tiempo pico, en hr.

$T(n)$ = función gama con argumento n

para calcular t_m :

$$t_m = 4660 A^{1.085} L^{-1.233} S^{-0.668} \quad \dots\dots\dots(86)$$

A = área de la cuenca, en Km^2

L = longitud del cauce, en m.

S = pendiente del cauce, en porcentaje

El coeficiente de almacenaje en una cuenca (K_1), se obtiene de la ecuación:

$$K_1 = 19300 A^{0.937} L^{-1.474} S^{-1.473} \quad \dots\dots\dots(87)$$

Para poder aplicar el método, es necesario conocer primeramente los datos fisiográficos de la cuenca como son el área, la longitud del cauce prin-

cial, la pendiente media del cauce principal, tipo y uso de suelo en la cuenca (número de escurrimiento tabla No. 22)

Así como los datos climatológicos referente a las curvas intensidad-período de retorno (I-d-Tr) y la liga entre la estación base y la cuenca en estudio.

Los inconvenientes para aplicar el método son similares a los del Ven Te Chow, sin embargo por su sencillez es práctico de aplicar y representa un punto de comparación con el mencionado método de Chow. (Ver capítulo 4).

3.4 METODO DE CREAGER (EMPIRICO)

Para obtener la fórmula de Creager, el autor graficó los gastos máximos por unidad de área observados en cuencas de todo el mundo, contra el área máxima de la cuenca.

Después trazó una curva que fuera envolvente de todos los puntos graficados y obtuvo la ecuación correspondiente, la cual se indica a continuación.

$$q = 0.503 C (0.386 A)^{\left[\frac{0.894}{(0.386 A)^{0.048}} \right] - 1} \dots\dots\dots (88)$$

en donde:

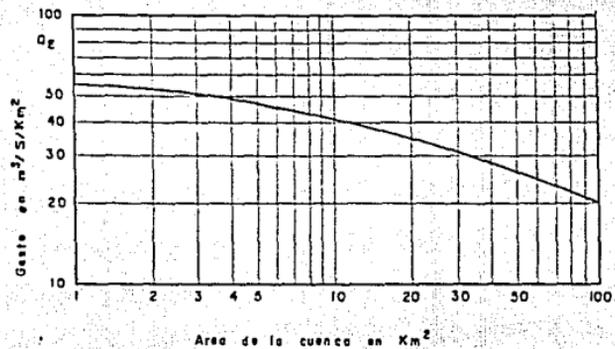
g = gasto unitario en $M^3/s/Km^2$

A = área de la cuenca, en Km^2

-C = parámetro que depende de la región considerada

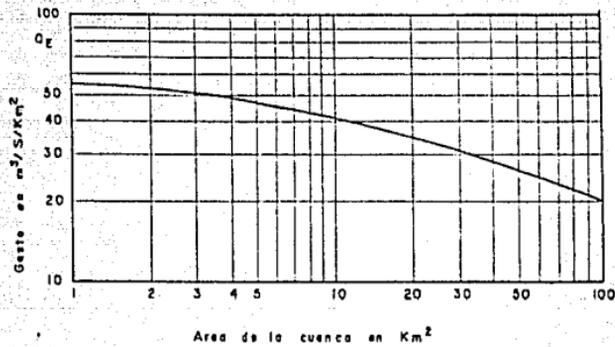
Cuando se consideran cuencas de todo el mundo el parámetro C vale 100. Conviene hacer notar que el problema planteado permite múltiples soluciones, dependiendo de los puntos que se escojan para definir la curva envolvente, lo que ha dado lugar a otro método similar que se verá más adelante (Lowry).

La Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos, realizó un estudio para determinar el valor del coeficiente C de la ecuación No. 88 considerando por separado 37 regiones hidrológicas en la República Mexicana; los resultados están publicados en forma de gráficas, una por cada región hidrológica con su envolvente y su valor C correspondiente y otra que engloba la información obtenida en toda la República. (Figura No. 27).



Envolvente de gastos maximos de la Republica Mexicana
(Curva de Creager)

FIG. No. 27



Envolvente de gastos maximos de la Republica Mexicana
(Curva de Creager)

FIG. No. 27

El método es muy sencillo, se obtiene la cuenca hidrológica a través de la carta topográfica publicada por INEGI a escala preferentemente 1:50 000, con este valor como abscisa se entra a la gráfica de Creager correspondiente a esa región y se obtiene el gasto unitario (q), que multiplicado por la misma área de cuenca proporciona el gasto máximo (Qm).

Como se ve es un método rápido de aplicar que nos da una idea preliminar del gasto máximo para la cuenca en estudio pero tiene el inconveniente de que no toma en cuenta las características fisiográficas y la precipitación de la cuenca particular en estudio. También se desconoce el periodo de retorno asociado al gasto obtenido por este procedimiento lo cual impide adoptar un criterio económico de diseño en función de la probabilidad de falla de la estructura.

Como las envolventes de Creager se trazan por regiones hidrológicas y cada región comprende un gran número de estaciones hidrométricas, se tiene una probabilidad alta de que en alguna o algunas de estas se presenten avenidas - excepcionales correspondientes a periodos de retorno muy grandes, aún cuando individualmente muchas de esas estaciones poseen un periodo de registro muy corto. Por lo tanto los envolventes de Creager dan valores de los gastos muy altos para el proyecto de alcantarillas o puentes.

Por lo que respecta a cuencas pequeñas, menores de 30 Km², casi no existe información, por lo que el método no está bien fundamentado para valores - en el intervalo de 0 a 30 Km².

3.5 METODO DE LOWRY

Este método como el anterior se basan en el mismo procedimiento, es decir se graficaron los gastos máximos por unidad de área observados en cuencas de todo el mundo contra el área misma de la cuenca. La S.A.R.H., también realizó el estudio para determinar las envolventes por regiones hidrológicas de la República Mexicana. La diferencia con el método de Creager es la obtención de la ecuación que define en la envolvente de los gastos máximos, la cual es más sencilla en el método de Lowry:

$$Q = \frac{C}{(A + 253)^{0.8}} \quad \dots\dots\dots(89)$$

en donde:

q = gasto unitario, en $M^3/S/Km^2$

A = área de la cuenca, en Km^2

C = coeficiente que depende de la región considerada

Este método tiene los mismos inconvenientes que el de Creager con respecto a las características fisiográficas y de precipitación de la cuenca, así como al periodo de retorno asociado al gasto de diseño.

En cuanto al tamaño de las cuencas este método da resultados más bajos - (Cap. 4 aplicación de los métodos de Creager y Lowry) para cuencas menores de $10 Km^2$ o mayores de $10\ 000 Km^2$, pero más altos para cuencas comprendidas entre 100 y 1000 Km. Sin embargo es un método sencillo y rápido que nos da una idea preliminar del gasto para diseñar la obra.

3.6 OTROS METODOS

Existen otros métodos hidrológicos para el cálculo del gasto máximo, el método de Talbot es uno de ellos, se usa casi exclusivamente para el de obras menores de drenaje (obras menores de 6 m. de longitud o alcantarillas).

Consiste en aplicar una fórmula empírica, deducida de los datos de escurrimiento de un gran número de observaciones efectuadas en los Estados Unidos Americanos. La fórmula de Talbot es:

$$a = 0.183 C \sqrt[3]{A^3} \dots\dots\dots(90)$$

en donde:

a = área hidráulica que deberá tener la alcantarilla. (M^2)

C = coeficiente de escurrimiento que depende de la topografía de la cuenca (tabla No. 28)

A = área de la cuenca por drenar (Ha)

Este método tiene bastantes inconvenientes, no toma en cuenta las características fisiográficas de la cuenca y tampoco la variación de la intensidad de precipitación. Un factor importante que se desconoce es el periodo de retorno y el gasto máximo que podrá ser drenada por la obra; por lo que este método está casi en desuso.

----- EL METODO DE FOSAS.- (Departamento de puentes de la S.C.T.), define el gasto en función del área de cuenca, su forma, la pendiente del cauce principal, y la región hidrológica, en una gráfica en papel logarítmico. Sin embargo es un método que no toma en cuenta el periodo de retorno asociado al -gasto máximo.

----- EL METODO DE BURKLI-ZIEGLER.- Es semiempírico y está deducido para el cálculo de drenaje en atarjeas y colectores, es decir en el drenaje de las -ciudades y para cuencas menores de 0.2 Km^2 . La fórmula se difere por:

$$Q = 0.022 C A^i \left(\frac{S}{A} \right)^{1/4} \dots\dots\dots(91)$$

en donde:

Q = gasto máximo, en M^3/s

C = coeficiente que depende de la clase de terreno que forma la cuenca o área tributaria de la alcantarilla (tabla No. 29)

A = área tributaria, en Ha.

S = pendiente del terreno en m/Km

0.022 = factor de uniformidad

| CARACTERISTICAS TOPOGRAFICAS DE LA CUENCA | VALOR DE C |
|---|------------|
| MONTAÑOSA Y ESCARPADA | 1.00 |
| CON MUCHO LOMERIO | 0.80 |
| CON LOMERIO | 0.60 |
| MUY ONDULADA | 0.50 |
| POCO ONDULADA | 0.40 |
| CASI PLANA | 0.30 |
| PLANA | 0.20 |

TABLA 28 VALORES DEL COEFICIENTE C DE LA FORMULA DE TALBOT

| CLASE DE TERRENO | COEFICIENTE C |
|--|---------------|
| CALLES PAVIMENTADAS Y DISTRITOS COMERCIALES | 0.75 |
| CALLES ORDINARIAS DE LA CIUDAD | 0.65 |
| POBLACIONES CON PARQUES Y CALLES CON MACADAM | 0.30 |
| TERRENOS DE CULTIVO | 0.25 |

TABLA 29 VALORES DEL COEFICIENTE C DE LA FORMULA DE BÜRKLI-ZIEGLER

CAPITULO 4

EJEMPLOS DE APLICACION DE LOS METODOS TRATADOS

4.1 METODOS ASOCIADOS A DIFERENTES PERIODOS DE RETORNO

Para la aplicación de los métodos asociados a diferentes periodos de retorno, es necesario contar con alguna estación de aforos, cerca del sitio donde se requiere un puente, con suficientes años de registro. En el cruce del río "Chajul" con la carretera llamada frontera del sur, en el Estado de --- Chiapas, existe una estación de aforos del mismo nombre, con 17 años de registros, controlada por la S.A.R.H. En la tabla No. 32 columna 1 y 2, aparecen los gastos máximos anuales, ordenados de mayor a menor:

TABLA No. 32.- GASTOS AFORADOS

| N | GASTO AFORADO $Q \text{ m}^3/\text{s}$ | Q^2 | $\text{Ln}(Q)$ | $\text{Ln}(Q)^2$ |
|----|---|---------|----------------|------------------|
| 1 | 2259 | 5103081 | 7.72 | 59.60 |
| 2 | 1130 | 1276900 | 7.03 | 49.42 |
| 3 | 1048 | 1098304 | 6.95 | 48.30 |
| 4 | 1010 | 1020100 | 6.92 | 47.89 |
| 5 | 1004 | 1008016 | 6.91 | 47.75 |
| 6 | 886 | 784996 | 6.79 | 46.10 |
| 7 | 802 | 643204 | 6.69 | 44.76 |
| 8 | 800 | 640000 | 6.68 | 44.62 |
| 9 | 771 | 594441 | 6.65 | 44.22 |
| 10 | 756 | 571536 | 6.63 | 43.96 |
| 11 | 723 | 522729 | 6.58 | 43.30 |
| 12 | 717 | 514089 | 6.57 | 43.30 |
| 13 | 708 | 501264 | 6.56 | 43.03 |
| 14 | 584 | 341056 | 5.37 | 40.58 |
| 15 | 565 | 319225 | 6.34 | 40.20 |
| 16 | 562 | 315844 | 6.33 | 40.07 |
| 17 | 450 | 202500 | 6.11 | 37.33 |

TABLA No. 33.- PARAMETROS ESTADISTICOS

| PARAMETRO | APLICANDO | RESULTADO |
|--------------------------------|----------------|---------------------------------------|
| Media \bar{Q} | Fórmula No. 26 | $\bar{Q} = 869 \text{ m}^3/\text{s}$ |
| D. S. S. | Fórmula No. 27 | $S = 404.4 \text{ M}^3/\text{s}$ |
| Media $\text{Ln}(Q)$ | Fórmula No. 26 | $\bar{Q} = 6.70 \text{ M}^3/\text{s}$ |
| D. S. $\text{Ln}(S)$ | Fórmula No. 27 | $S = 0.36 \text{ M}^3/\text{s}$ |
| $\sum Q = 14775$ | | |
| $\sum \text{Ln}Q = 113.84$ | | $\sum Q^2 = 15457285$ |
| $\sum \text{Ln}(Q)^2 = 764.42$ | | $\sum Q = 14775$ |

Si suponemos que los 17 datos o registros, constituyen una muestra representativa de la población, lo cual es una condición para aplicar los métodos estadísticos, el periodo de retorno, en promedio, que un gasto sería igualado o excedido al menos una vez, será:

$$Pr = \frac{m}{N} \frac{\text{número de datos de la muestra}}{\text{posición o lugar de la muestra}} \quad (\text{tabla No. 32 col. 1})$$

el periodo de retorno asociado al gasto de $2259 \text{ M}^3/\text{s}$ es:

$$Pr = \frac{17}{1} = 17 \text{ años}$$

Lo que significa que en promedio cada 17 años será igualado o excedido el gasto máximo de $2259 \text{ M}^3/\text{s}$, que podría ocurrir en cualquier año en "n" años.

APLICACION DE LAS DISTRIBUCIONES:

a) DISTRIBUCION NORMAL.- Los datos que requiere la distribución normal, según la ecuación No. 38 son:

$$z = \frac{Q - M}{\sigma}$$

en donde:

M = media de los gastos de la tabla No. 33 $M = 869/M^3/s.$

∇ = desviación estándar de los gastos, tabla No. 33
 $= 404.4 M^3/s.$

Q = gastos de diseño, asociado al periodo de retorno.

Z = está en función del periodo de retorno y se obtiene de la figura No. 9

Para usar la figura No. 9, haremos uso del periodo de retorno:

$$P(Q_{50}) = \frac{1}{Pr} = \frac{1}{50} = 0.02$$

$$P(Q \geq 50) = 0.50 - 0.02 = 0.48$$

con el valor de 0.48 en la figura No. 9 obtenemos:

$$Z = 2.054$$

Por lo tanto, sustituimos en la ecuación No. 38

$$2.054 = \frac{Q - 869}{404.4}$$

$$Q = 2.054 (404.4) + 869$$

$$= 1699.63$$

$$Q = 1700 M^3/s - \text{para un } Pr = 50 \text{ años}$$

b) DISTRIBUCION LOG-NORMAL.- Al aplicar los logaritmos naturales a los datos de la muestra la ecuación No. 38 se transforma en:

$$\ln(Q) = \nabla \ln Q (Z) + \mu \ln Q$$

en donde:

La media de los logaritmos naturales de los datos (gastos) es igual a --
 $\bar{Q}(\ln Q) = 6.70$ (tabla No. 33)

La desviación estándar de los logaritmos naturales de los datos (gastos) es igual a $\nabla(\ln Q) = 0.36$ (tabla No. 33)

El valor de $Z = 2.054$, es igual que en la distribución normal.

Sustituyendo los valores en la ecuación:

$$\begin{aligned} \ln(Q) &= 0.36(2.054) + 6.70 \\ &= 7.44 \\ &= 1702.75 \\ Q &= 1703 \text{ M}^3/\text{s} \text{ para un } P_R = 50 \text{ años} \end{aligned}$$

C) DISTRIBUCION DE GUMBEL.- Los datos que necesitamos para definir la ecuación No. 44 son los siguientes:

$$Q_{\max} = \bar{Q} - \frac{\sqrt{Q}}{\sqrt{n}} \left[Y_n + \text{Log}_e \frac{1}{T_r} \right]$$

en donde:

Y_n , \sqrt{n} = parámetros en función del número de datos $N = 17$, en la tabla No. 10.

Obtenemos $Y_n = 0.5181$

$$\sqrt{n} = 1.0411$$

La media es igual que en los métodos anteriores, $\bar{Q} = 869 \text{ M}_3/\text{s}$ y la desviación estándar es igual a: $\sqrt{Q} = 404.4 \text{ M}^3/\text{s}$

Sustituyendo los valores en la ecuación No. 44 y para un periodo de retorno de 50 años, se obtiene:

$$\begin{aligned} Q_{\max} &= 869 - \frac{4044}{1.0411} \left[0.5181 + \text{Log}_e \frac{1}{50} \right] \\ &= 2187 \text{ M}^3/\text{s} \text{ para un } P_R = 50 \text{ años} \end{aligned}$$

El intervalo de confianza se define con la expresión 44 - 1:

$$\begin{aligned} \phi &= 1 - \frac{1}{T} = 1 - \frac{1}{50} \\ &= 0.98 \quad \therefore \text{ se aplica la ecuación No. 46} \\ Q &= \pm \frac{1.14 \sqrt{Q}}{\sqrt{n}} \\ &= \pm \frac{1.14 (404.4)}{1.0411} \\ &= \pm 443 \text{ M}^3/\text{s} \end{aligned}$$

El intervalo de confianza, depende del número de datos disponibles (aforos), es decir del tamaño y rango de la muestra; también interviene la experiencia del Ingeniero, por lo que generalmente se toma el gasto obtenido con la expresión No. 44 sin aumentar o disminuirlo con dicho intervalo.

d) DISTRIBUCION LOG-GUMBEL.- Para aplicar la distribución haremos uso de la tabla No. 32 y 33, en donde aparecen los logaritmos de la muestra, su media y la desviación estándar:

La ecuación No. 44, queda definida de la siguiente forma:

$$\ln(Q) = \bar{Q}(\ln Q) - \frac{\bar{Y}(\ln Q)}{\bar{Y}_n} \left[Y_n + \log_e \frac{1}{T_R} \right]$$

Los valores de las componentes de la ecuación son:

$$\bar{Q}(\ln Q) = 6.70$$

$$\bar{Y}(\ln Q) = 0.36$$

$$\bar{Y}_n = 1.0411$$

$$Y_n = 0.5181$$

$$P_R = 50 \text{ años}$$

Sustituyendo los valores en la ecuación:

$$\ln(Q) = 6.70 - \frac{0.36}{1.0411} \left[0.5181 + \log_e \frac{1}{50} \right]$$

$$Q = 2627 \text{ M}^3/\text{s} - \text{para un } P_R = 50 \text{ años.}$$

e) DISTRIBUCION DE PEARSON TIPO III.- La expresión que da el gasto máximo para un periodo de retorno determinado se define como:

$$Q_{\max} = \bar{Q} + K S_q \quad \dots\dots(\text{ecuación No. 51})$$

El valor de la media de los gastos máximos anuales, obtenido de la tabla No. 33 es igual a 869 M³/s, el de la desviación estándar igual a 404.4 M³/s.

Para determinar el valor del factor de frecuencia, necesitamos el valor del coeficiente de distorsión g , el cual se obtiene con la ecuación No. 52.

$$g = \frac{N^2 \sum_{i=1}^N (Q_i)^3 - 3N \sum_{i=1}^N Q_i \sum_{i=1}^N (Q_i)^2 + 2 \left[\sum_{i=1}^N Q_i \right]^3}{N(N-1) (N-2) (\sum_{i=1}^N Q_i)^3}$$

Los valores de los parámetros son los siguientes, de la tabla No. 33:

$N = 17$ que es el tamaño de la muestra

$$Q^3 = 2.057 \times 10^{10}$$

$$Q^2 = 15457.285 \times 10^3$$

$$S_Q = \sum Q = (404.4)^3$$

$Q = 14775$ es la sumatoria de los gastos

Sustituyendo los valores en la ecuación No. 52:

$$g = \frac{(17)^2(2.0527 \times 10^{10}) - 3(17)(14775)(15457285) + 2(14775)^3}{17(17-1) (17-2) (404.4)^3}$$

$$g = 2.73$$

Con el valor de $g = 2.73$ y el periodo de retorno $P_R = 50$ obtenemos en la tabla No. 11 el valor del factor de frecuencia (K):

$$K = 3.0993$$

Sustituyendo los valores en la ecuación No. 49, obtenemos:

$$Q_{\max} = 869 + 3.0993 (404.4)$$

$$= 2122.4$$

$$Q_{\max} \approx 2122 \text{ M}^3/\text{s para un } P_R = 50 \text{ años.}$$

f) DISTRIBUCION LOG-PEARSON TIPO III.- Como se mencionó anteriormente, introducimos la modificación consistente en transformar los gastos máximos anuales a sus logaritmos. De la tabla No. 33 obtenemos los siguientes valores.

$$\sum \text{Ln } Q = 113.839$$

$$\sum (\text{Ln}Q)^2 = 764.418$$

$$\sum (\text{Ln}Q)^3 = 5147.830$$

$$\sqrt{\sum (\text{Ln}Q)} = 0.36$$

$$\bar{Q}(\text{Ln}Q) = 6.70$$

Sustituyendo estos valores en la ecuación No. 52:

$$g = \frac{(17)^2(5147.83) - 3(17)(113.839)(764.418) + 2(113.839)^3}{17(17-1)(17-2)(0.36)^3}$$

$$g = 1.181$$

Con este valor y el periodo de retorno $P_R = 50$, se obtiene el valor de K , de la tabla No. 11.

$$K = -2.6178$$

Sustituyendo los valores de K , $\bar{Q}(\text{Ln}Q)$, $\sqrt{\sum (\text{Ln}Q)}$ en la ecuación No. 53:

$$\begin{aligned} \text{Log}_e Q_{\text{max}} &= \text{Log}_e \bar{Q} + K S\text{Log}Q \\ &= 6.70 + 2.6178 (0.36) \\ &= 7.643 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q &= 2084.76 \text{ M}^3/\text{s} \\ &\approx 2085 \text{ para un } P_R = 50 \text{ años.} \end{aligned}$$

A continuación procedemos a elaborar una tabla (No. 34) con los resultados obtenidos al aplicar las diferentes distribuciones:

| DISTRIBUCION | GASTO (M^3/s) P_R (50 años) |
|-----------------|--|
| Normal | 1700 |
| Log-normal | 1703 |
| Gumbel | 2187 \pm 443 |
| Log-Gumbel | 2627 \pm 443 |
| Pearson-III | 2122 |
| Log-Pearson III | 2085 |

TABLA No. 34 RESUMEN

g) APLICACION DE LAS PRUEBAS DE AJUSTE.

1.- METODO GRAFICO. Para aplicar este método haremos uso de las figuras No. 16 y No. 17, para ejemplificar el ajuste de curvas. La tabla No. 35 muestra los gastos aforados obtenidos de mayor a menor y su periodo de retorno asociado:

| No. ORDEN | GASTO (M ³ /s) | T _R = $\frac{N+1}{m}$ |
|-----------|------------------------------|----------------------------------|
| 1 | 2259 | 18 |
| 2 | 1130 | 9 |
| 3 | 1048 | 6 |
| 4 | 1010 | 4.5 |
| 5 | 1004 | 3.6 |
| 6 | 886 | 3.0 |
| 7 | 802 | 2.6 |
| 8 | 800 | 2.25 |
| 9 | 771 | 2.0 |
| 10 | 756 | 1.8 |
| 11 | 723 | 1.64 |
| 12 | 717 | 1.50 |
| 13 | 708 | 1.38 |
| 14 | 584 | 1.29 |
| 15 | 565 | 1.20 |
| 16 | 562 | 1.13 |
| 17 | 450 | 1.06 |

TABLA No. 35

Al graficar estos datos en el papel de probabilidades de Gumbel y Normal, ajustamos la recta (a "ojo") que abarque la mayor población de puntos. Extra polando la recta obtenemos los gastos para periodos de retorno que deseamos asociar a dicho gasto (fig. No. 16 y 17).

En la muestra de datos (gastos), observamos que el gasto de 2259 M³/s corresponde a una lluvia producida por un ciclón. Como ya se mencionó, el Ingeniero hace uso de su experiencia y criterio personal para tomar en cuenta este dato en los resultados obtenidos con las distribuciones aplicadas en los incisos anteriores, ya que esta avenida ocasiona que la línea ajustada se separe de todos los demás puntos graficados. Por lo tanto si se descarta esta avenida y se ajusta una línea gráficamente, los resultados obtenidos por diferentes personas podrán ser distintos (ver fig. No. 16 y 17) entre sí, pero serán mejores que los que se obtendrían si tomamos en cuenta dicha avenida.

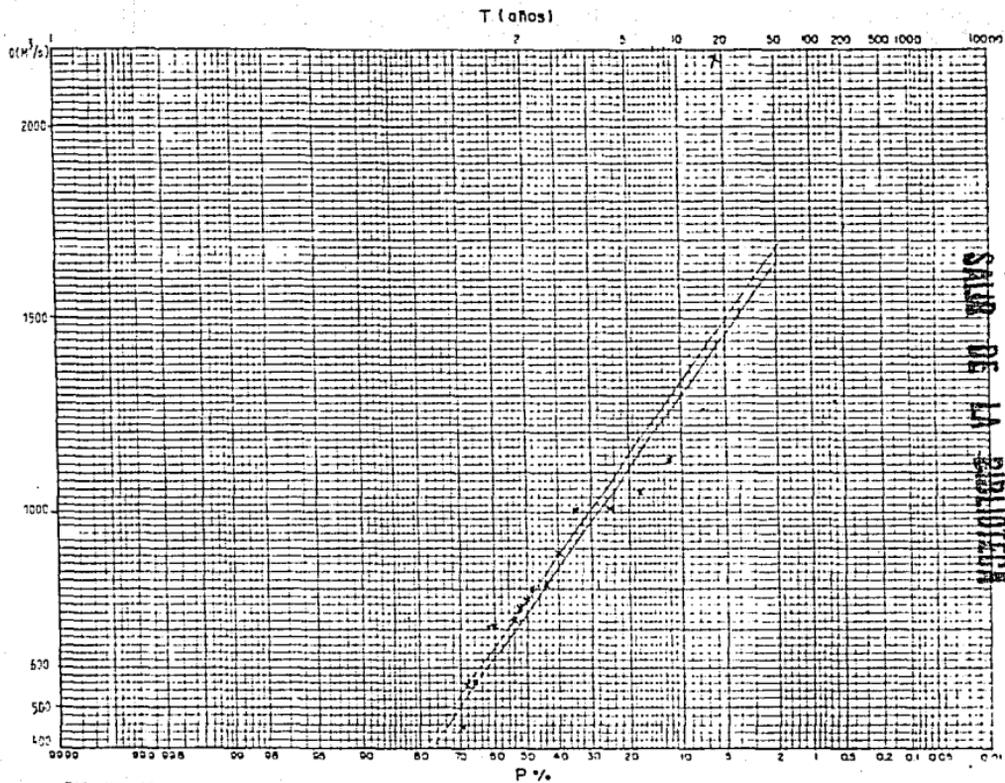
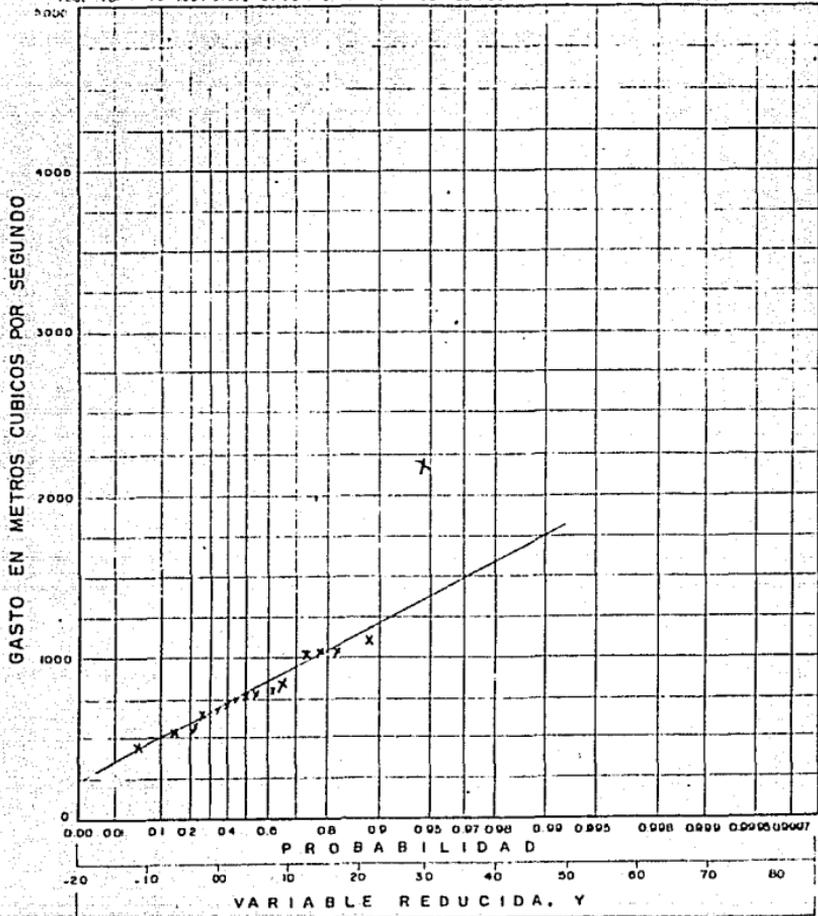


FIG. No. 16

1000 100 10 1.8 1.25 1.0 0.75 0.5 0.25 0.1 0.05 0.025 0.01 0.005 0.0025 0.001 0.0005 0.00025 0.0001



PAPEL DE PROBABILIDADES DE GUMBEL

FIG. No. 17

2.- METODO MATEMATICO-MINIMOS CUADRADOS. La ecuación de la recta de regresión esta definida por la siguiente expresión:

$$\bar{Y} = mx + b \quad \dots\dots\dots(56)$$

Por lo tanto, antes de aplicar el método matemático, necesitamos conocer el periodo de retorno asociado a cada dato de la muestra, es decir a cada gasto aforado le vamos asociar su correspondiente periodo de retorno, de acuerdo a las distribuciones de probabilidad aplicadas. Sustituyendo cada dato (gasto aforado) en la ecuación de la distribución correspondiente, obtenemos la siguiente tabla:

D I S T R I B U C I O N E S

| | NORMAL | LOG-NORMAL | GUMBEL | LOG-GUMBEL | PEARSON III | LOG PEARSON III |
|-------|--------|------------|--------|------------|-------------|-----------------|
| GASTO | P R | | | | | |
| 2259 | 3333 | 417 | 60 | 32 | 71 | 42 |
| 1130 | 3.90 | 5.6 | 3.3 | 4.4 | 6.1 | 8.0 |
| 1048 | 3.00 | 4.1 | 2.7 | 3.5 | 4.9 | 6.4 |
| 1010 | 2.80 | 3.7 | 2.4 | 3.2 | 4.5 | 6.0 |
| 1004 | 2.70 | 3.6 | 2.38 | 3.1 | 4.47 | 5.7 |
| 886 | 2.07 | 2.5 | 1.75 | 2.2 | 3.50 | 4.2 |
| 802 | 1.77 | 2.0 | 1.41 | 1.60 | 2.75 | 3.2 |
| 800 | 1.76 | 1.9 | 1.40 | 1.58 | 2.72 | 3.1 |
| 771 | 1.68 | 1.8 | 1.30 | 1.45 | 2.47 | 2.8 |
| 756 | 1.64 | 1.7 | 1.25 | 1.37 | 2.39 | 2.7 |
| 723 | 1.56 | 1.6 | 1.15 | 1.19 | 2.01 | 2.2 |
| 717 | 1.54 | 1.55 | 1.14 | 1.17 | 1.99 | 2.01 |
| 708 | 1.53 | 1.50 | 1.10 | 1.12 | 1.94 | 1.97 |
| 584 | 1.32 | 1.21 | 0.80 | 0.69 | 1.19 | 1.01 |
| 565 | 1.29 | 1.20 | 0.77 | 0.60 | 1.01 | 1.005 |
| 562 | 1.28 | 1.18 | 0.76 | 0.58 | 1.01 | 1.001 |
| 450 | 1.18 | 1.10 | 0.57 | 0.31 | 1.00 | 1.00 |

TABLA No. 36.- Gastos asociados al periodo de retorno, según la distribución aplicada

Con la tabla anterior, podemos obtener la ecuación de la recta de regresión lineal para cada distribución mediante el uso de una calculadora programada (Casio PB-780)

| DISTRIBUCION | RECTA DE REGRESION $y = mx + b$ | COEFICIENTE DE CORRELACION. r | MINIMOS CUADRADOS $(y-\bar{y})^2$ |
|----------------|------------------------------------|---------------------------------|--------------------------------------|
| NORMAL | $y = 0.4435x + 781.35$ | 0.88 | 722830 |
| LOG-NORMAL | $y = 3.582x + 773.62$ | 0.89 | 538413 |
| GUMBEL | $y = 25.863x + 741.05$ | 0.90 | 456484 |
| LOG-GUMBEL | $y = 51.473x + 687.42$ | 0.94 | 276685 * |
| PEARSON III | $y = 22.557x + 717.17$ | 0.92 | 385471 |
| LOG-PARSON III | $y = 40.135x + 645.78$ | 0.96 | 225684 * |

TABLA No. 37.- Resultados de la prueba de mínimos cuadrados. Recta de regresión.

Comparando los valores entre sí de la cuarta columna (prueba de mínimos cuadrados) se puede observar que de acuerdo con el método matemático, la distribución de probabilidad que mejor se ajusta a los datos, es la de Log Pearson Tipo III, y en segundo lugar la de Log-Gumbel.

Por lo que respecta al coeficiente de variación (r) obtenemos los mismos resultados, ya que dicho coeficiente representa un punto de comparación basado en la misma prueba de mínimos cuadrados.

Analizando la muestra de 17 datos o gastos máximos anuales, observamos que el gasto $2552 \text{ m}^3/\text{s}$, corresponde a un periodo de retorno muy grande, en todas las distribuciones aplicadas (tabla No. 36), sin embargo, como la muestra es muy pequeña, 17 datos, por seguridad consideramos el gasto producido por una tormenta de tipo ciclónico. En la tabla No. 38 aparecen los resultados que se obtuvieron para la estación de aforos llamada "El Salto", que se localiza sobre el río Lerma, en la ciudad de el Salto, Jalisco, y que sirve de comparación con la estación Chajul.

DISTRIBUCIONES

| GASTO AFORADO M ³ /s | PEARSON | NORMAL | LOG-NORMAL | GUMBEL | |
|------------------------------------|----------------|--------|------------|--------|------|
| | P _R | | | | |
| 1.- | 468 | 21.1 | 159 | 26 | 28 |
| 2.- | 435 | 18.3 | 81 | 22 | 21 |
| 3.- | 405 | 16.1 | 46 | 19 | 17 |
| 4.- | 377 | 14.1 | 28 | 16 | 13 |
| 5.- | 250 | 7.1 | 5 | 7 | 5 |
| 6.- | 230 | 6.2 | 4 | 6 | 4 |
| 7.- | 213 | 5.5 | 3.4 | 5 | 3.7 |
| 8.- | 193 | 4.8 | 2.9 | 4.6 | 3.2 |
| 9.- | 189 | 4.7 | 2.8 | 4.5 | 3.1 |
| 10.- | 181 | 4.4 | 2.7 | 4.2 | 3.0 |
| 11.- | 179 | 4.3 | 2.6 | 4.1 | 2.9 |
| 12.- | 125 | 2.8 | 1.8 | 2.6 | 2.1 |
| 13.- | 109 | 2.4 | 1.7 | 2.2 | 1.9 |
| 14.- | 98 | 2.2 | 1.6 | 2.1 | 1.8 |
| 15.- | 94 | 2.1 | 1.6 | 2.0 | 1.7 |
| 16.- | 77 | 1.7 | 1.5 | 1.7 | 1.6 |
| 17.- | 68 | 1.6 | 1.4 | 1.6 | 1.5 |
| 18.- | 62 | 1.5 | 1.37 | 1.5 | 1.47 |
| 19.- | 57 | 1.4 | 1.35 | 1.4 | 1.43 |
| 20.- | 49 | 1.3 | 1.32 | 1.3 | 1.4 |
| 21.- | 40 | 1.20 | 1.28 | 1.2 | 1.33 |
| 22.- | 40 | 1.20 | 1.28 | 1.2 | 1.33 |
| 23.- | 40 | 1.20 | 1.28 | 1.2 | 1.33 |
| 24.- | 35 | 1.15 | 1.26 | 1.15 | 1.31 |
| 25.- | 34.5 | 1.148 | 1.26 | 1.15 | 1.31 |
| 26.- | 34 | 1.14 | 1.26 | 1.15 | 1.30 |
| 27.- | 34 | 1.14 | 1.26 | 1.15 | 1.30 |
| 28.- | 34 | 1.14 | 1.26 | 1.15 | 1.30 |
| 29.- | 34 | 1.14 | 1.26 | 1.15 | 1.30 |
| 30.- | 32 | 1.12 | 1.25 | 1.13 | 1.29 |

TABLA No. 38.- Periodos de retorno asociados a los gastos máximos anuales, calculados con las diferentes distribuciones. Estación "El Salto".

| DISTRIBUCION | GASTO M ³ /s | | MINIMOS CUADRADOS |
|--------------|-------------------------|----------------------|-------------------|
| | P _R (50) | P _R (100) | |
| PEARSON | 891 | 1100 | 452559 |
| NORMAL | 410 | 446 | 69940 |
| LOG-NORMAL | 606 | 780 | 37705 |
| GUMBEL | 537 | 619 | 29644 |

TABLA No. 39.- Resultados de la prueba de mínimos cuadrados para los datos de la estación hidrométrica "El Salto"

Analizando la tabla No. 38 observamos que el número de datos de la muestra es casi el doble que en el ejemplo de la estación de aforos Chajul y también más homogéneos; comparando entre sí los resultados de la tabla No. 39 - columna No. 4, observamos que para este caso la distribución que mejor se ajusta a los datos, según el criterio de mínimos cuadrados es la de Gumbel.

4.2 APLICACION DE LOS METODOS ASOCIADOS A LA PRECIPITACION Y A LA CUENCA

Para aplicar los métodos necesitamos conocer el sitio de cruce, en este caso usamos el arroyo "San Agustín" en el cruce con la carretera: libramiento de Tuxtla Gutiérrez, Chis., localizada en el Km. 0+550. La cuenca hidrográfica se muestra en la figura No. 40, tomada de la carta topográfica Chicoasen, con escala 1:50000, publicada por el INEGI.

Los datos que obtenemos son: el área de la cuenca igual a 27 Km², la longitud de cauce es de 11 km., y la pendiente media según el método de Taylor-Schars es de 5%.

4.2.1 Método de la fórmula racional

Una vez conocidos los valores de la pendiente y la longitud del cauce, obtenemos el tiempo de concentración de acuerdo a la ecuación No. 69.

$$T_c = 0.0662 \frac{L^{.77}}{S^{.385}}$$

Datos:

$$L = 11 \text{ Km.}$$

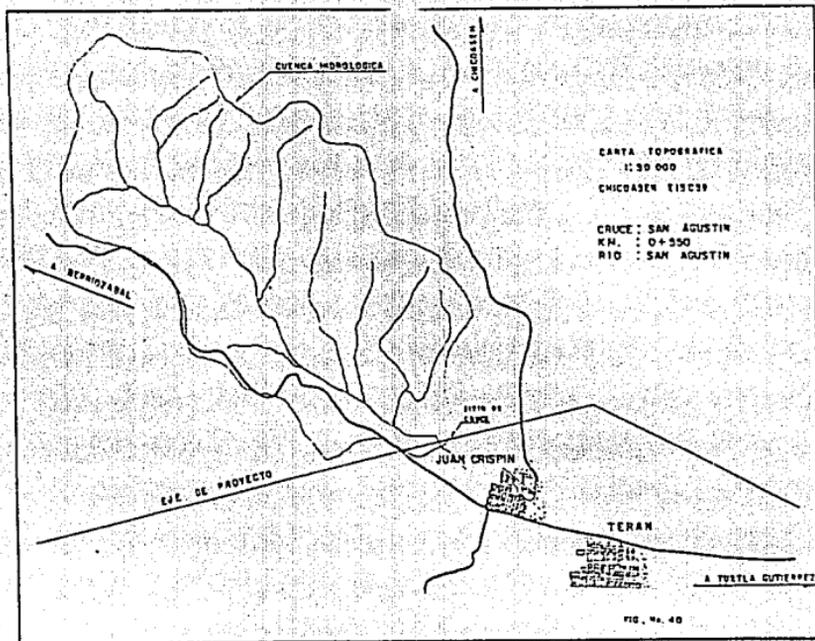
$$S = 0.75\% = 0.0075$$

sustituyendo valores:

$$T_c = 0.0662 \frac{(11)^{.77}}{(0.0075)^{.385}}$$

$$= 2.75 \text{ Hrs.}$$

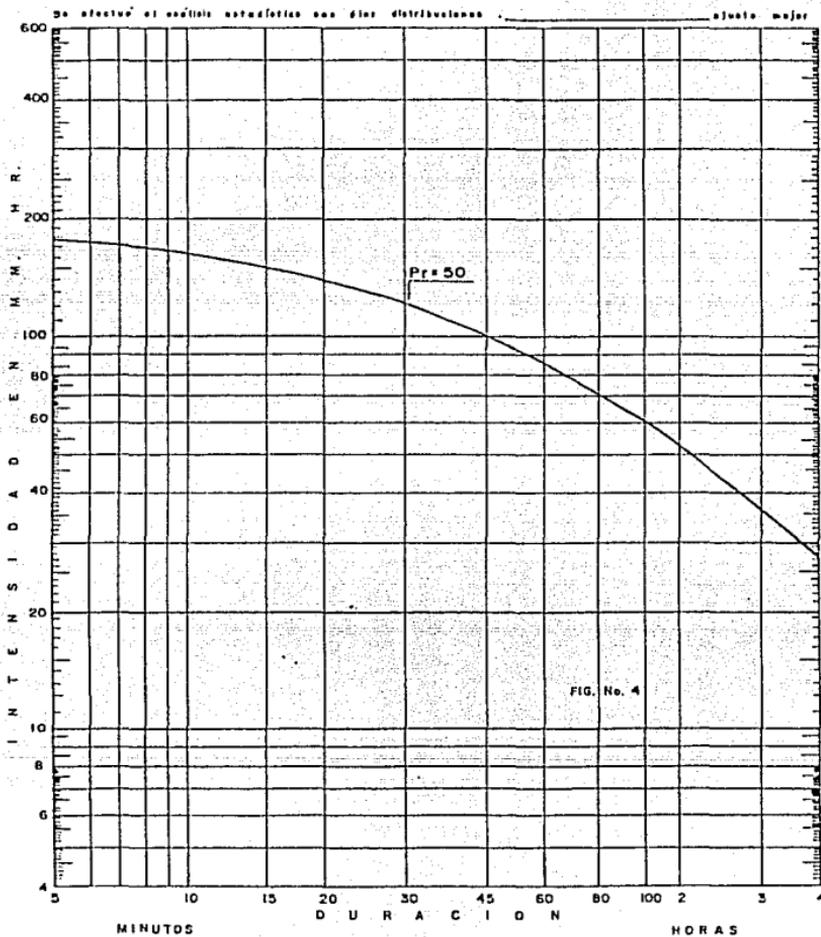
Toda vez que se ha determinado el tiempo de concentración, determinamos la intensidad de diseño a partir de la fig. No. 41, que muestra las curvas I-d-Tr para la estación pluviográfica de Tuxtla Gutiérrez, Chis., que se localiza a 7 Km. del sitio de cruce.



B. C. T.
 DIRECCION GENERAL DE SERVICIOS TECNICOS
 DIRECCION DE ESTUDIOS
 SUBDIRECCION DE HIDROLOGIA Y DRENAJE
 DEPARTAMENTO DE HIDROLOGIA E HIDRAULICA
 OFICINA DE ANALISIS

ESTACION TUXTLA GTZ ESTADO DE CHIA PAS
 COORDENADAS : _____
 REGISTROS PROCESADOS, AÑOS (ENTRE ____ y ____)
 CALCULO : _____

CURVAS DE INTENSIDAD DE LLUVIA-DURACION-PERIODO DE RETORNO



Considerando un periodo de retorno de 50 años con el valor de $T_c = 2.75$ hrs. encontramos en la fig. No. 41 que la intensidad de precipitación es igual a 40 mm/hr.

El valor del coeficiente de escurrimiento se obtiene de la tabla No. 21, considerando que la cuenca se encuentra en una zona rural y forestada, el valor medio en ambos casos es: 0.25.

Sustituyendo los valores de los parámetros en la ecuación No. 67 obtenemos:

$$\begin{aligned} Q_p &= 0.278 C I A \\ &= 0.278 (0.25) (40) (27) \\ Q_p &= 75.06 \text{ M}^3/\text{s} \quad \text{para un } P_R = 50 \text{ años.} \end{aligned}$$

4.2.2 Método de Ven Te Chow

Los datos que requiere el método son los siguientes:

1) Datos fisiográficos (fig. No. 40)

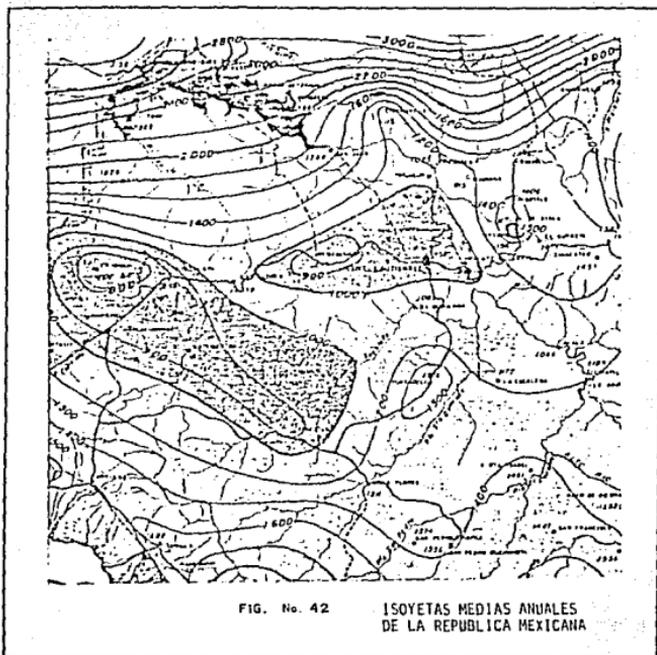
$$\begin{aligned} A_c &= 27 \text{ Km}^2 \\ L_c &= 11 \text{ Km.} \\ S_c &= 5.00\% \\ N &= 70 \text{ considerando bosque ralo de baja transpiración} \\ &\quad \text{(tabla No. 22)} \\ P_R &= 50 \text{ años} \end{aligned}$$

2) Datos climatológicos

curvas I-d-Tr - estación Tuxtla Gutiérrez, Chis. (Fig. No. 41)
planos de isoyetas (fig. No. 42) obtenemos:
 $P_a = 958 \text{ mm}$; $P_{ab} = 958 \text{ mm}$.

El procedimiento de cálculo para obtener el gasto máximo asociado al periodo de retorno está resumido en la tabla No. 43. Secuencia:

- Las columnas No. 1 y 2 se obtienen de la fig. No. 41
- La columna No. 3 se obtiene de multiplicar los datos obtenidos en las columnas 1 y 2.
- La columna No. 4 se obtiene al aplicar la ecuación No. 78:



$$y = \frac{Pa}{Pab}$$

Pa, Pab se obtienen de la fig. No. 42

- d) La columna No. 5 se obtiene de multiplicar las columnas 3 y 4.
- e) La precipitación en exceso Pe, columna No. 6, se obtiene aplicando la ecuación No. 76
- f) La columna No. 7, es el factor X, y se obtiene dividiendo la columna No. 6 entre la columna No. 1.
- g) El tiempo de retraso se calcula con la ecuación No. 79 o la fig. No. 24, una vez obtenido este valor se aplica la relación d/tp, que aparece en columna No. 8
- h) Con el valor de d/tp obtenemos el factor de reducción del pico, Z columna No. 9
- i) Finalmente aplicamos la ecuación No. 74, (columna No. 10):

$$Q = 2.78 A XZ \quad \dots \text{Ec. No. 74}$$

La representación gráfica, por lo general se omite, por lo tanto el gasto máximo asociado al periodo de retorno de 50 años es igual a:

$$Q_{\max} = 114.8 \text{ M}^3/\text{s}$$

$$Q_{\max} = 115 \text{ M}^3/\text{s}$$

4.2.3 Método de Creager

Para obtener el gasto máximo necesitamos conocer el área de cuenca (fig. No. 40) y el coeficiente C que depende de la región considerada:

$$A_c = 27 \text{ Km}^2$$

$$C = 102$$

| d (Hr) | I cm/Hr | P = d I (cm) | $y = \frac{Pa}{Pa_b}$ (Ec. No. 78) | (P) (y) | Pe (Ec. No. 76) | $x = \frac{Pe}{d}$ | d/tp | Z (fig. 25) | Q (Ec. No. 74) |
|-----------|------------|-----------------|---------------------------------------|---------|--------------------|--------------------|--------|----------------|-------------------|
| 0.33 | 13.7 | 4.52 | 1 | 4.52 | 0.41 | 1.24 | 0.28 | 0.22 | 20.5 |
| 0.50 | 12.0 | 6.00 | 1 | 6.00 | 0.99 | 1.98 | 0.43 | 0.33 | 49.0 |
| 0.75 | 10.0 | 7.50 | 1 | 7.50 | 1.75 | 2.33 | 0.64 | 0.46 | 80.4 |
| 1.00 | 8.5 | 8.50 | 1 | 8.50 | 2.32 | 2.32 | 0.86 | 0.57 | 99.3 |
| 1.33 | 7.1 | 9.44 | 1 | 9.44 | 2.91 | 2.18 | 1.14 | 0.69 | 113.00 |
| 1.66 | 5.8 | 9.63 | 1 | 9.63 | 3.03 | 1.83 | 1.43 | 0.80 | 110.00 |
| 2.0 | 5.1 | 10.20 | 1 | 10.20 | 3.40 | 1.70 | 1.72 | 0.90 | 114.8 * |
| 2.5 | 4.3 | 10.75 | 1 | 10.75 | 3.78 | 1.51 | 2.15 | 1.0 | 113.3 |
| 3.0 | 3.5 | 10.50 | 1 | 10.50 | 3.61 | 1.20 | 2.58 | 1.0 | 90.0 |
| 4.0 | 2.6 | 11.20 | 1 | 11.20 | 4.09 | 1.02 | 3.44 | 1.0 | 77 |
| Col. 1 | Col. 2 | Col. 3 | Col. 4 | Col. 5 | Col. 6 | Col. 7 | Col. 8 | Col. 9 | Col. 10 |

TABLA No. 43.- PROCEDIMIENTOS DE CALCULO DEL METODO DE VEN TE CHOW.

* Gasto Máximo

| d (Hr) | l cm/Hr | P = d l (cm) | $y = \frac{Pa}{Pab}$ (Ec.No.78) | (P) (y) | Pe (Ec. No.76) | $x = \frac{Pe}{d}$ | d/tp | z (fig.25) | Q (Ec.No.74) |
|-----------|------------|-----------------|------------------------------------|---------|-------------------|--------------------|--------|---------------|-----------------|
| 0.33 | 13.7 | 4.52 | 1 | 4.52 | 0.41 | 1.24 | 0.28 | 0.22 | 20.5 |
| 0.50 | 12.0 | 6.00 | 1 | 6.00 | 0.99 | 1.98 | 0.43 | 0.33 | 49.0 |
| 0.75 | 10.0 | 7.50 | 1 | 7.50 | 1.75 | 2.33 | 0.64 | 0.46 | 80.4 |
| 1.00 | 8.5 | 8.50 | 1 | 8.50 | 2.32 | 2.32 | 0.86 | 0.57 | 99.3 |
| 1.33 | 7.1 | 9.44 | 1 | 9.44 | 2.01 | 2.18 | 1.14 | 0.69 | 113.00 |
| 1.66 | 5.8 | 9.63 | 1 | 9.63 | 3.03 | 1.83 | 1.43 | 0.80 | 110.00 |
| 2.0 | 5.1 | 10.20 | 1 | 10.20 | 3.40 | 1.70 | 1.72 | 0.90 | 114.8 * |
| 2.5 | 4.3 | 10.75 | 1 | 10.75 | 3.78 | 1.51 | 2.15 | 1.0 | 113.3 |
| 3.0 | 3.5 | 10.50 | 1 | 10.50 | 3.61 | 1.20 | 2.58 | 1.0 | 90.0 |
| 4.0 | 2.6 | 11.20 | 1 | 11.20 | 4.09 | 1.02 | 3.44 | 1.0 | 77 |
| Col. 1 | Col. 2 | Col. 3 | Col. 4 | Col. 5 | Col. 6 | Col. 7 | Col. 8 | Col. 9 | Col. 10 |

TABLA No. 43.- PROCEDIMIENTOS DE CALCULO DEL METODO DE VEN TE CHOW.

* Gasto Máximo

Sustituyendo los valores en la ecuación No. 88

$$q = 0.503 \cdot C (0.386 \cdot A) \left[\frac{0.894}{(0.386 \cdot A)} \cdot 0.048 \right]^{-1}$$

$$q = 0.503 (102) (0.386 \times 27) \left[\frac{0.854}{(0.386 \times 27)} \cdot 0.048 \right]^{-1}$$

$$q = 32.02 \text{ M}^3/\text{s}/\text{Km}^2$$

$$Q_{\max} = q \cdot A$$

$$= (32.02) (27)$$

$$Q_{\max} = 865 \text{ M}^3/\text{s}$$

4.2.4 Método de Lowry

Es el mismo procedimiento que en el método anterior, la diferencia es el coeficiente "C" de la fórmula No. 89:

$$q = \frac{C}{(A + 253)} \cdot 0.8$$

Sustituyendo valores de $A = 27 \text{ Km}^2$ y $C = 300$

$$q = \frac{300}{(27 + 253)} \cdot 0.8 = 3.31 \text{ M}^3/\text{s}/\text{Km}^2$$

$$Q_{\max} = q \cdot A$$

$$= 3.31 (27)$$

$$= 89.20 \text{ M}^3/\text{s}$$

a) La Secretaría de Recursos Hídricos considera 37 regiones hidrológicas que aparecen en gráficas asociadas a diferentes periodos de retorno (fig.No. 43), con el valor del área = 27 Km. y considerando un periodo de retorno de 50 años, encontramos el valor de $q = 25$, por lo tanto el gasto máximo asociado al periodo de retorno de 50 años es igual a:

$$Q = qA$$

$$= 25 (27)$$

$$= 675 \text{ M}^3/\text{s}$$

b) Otra forma de calcular el gasto es utilizando el envolvente de gastos máximos de la República Mexicana, fig. No. 27

Con:

$$A = 27 \text{ Km}^2$$

$$q = 32 \text{ M}^3/\text{s}/\text{Km}^2 \text{ - en fig. No. 27}$$

$$Q = q A$$

$$= 32 (27)$$

$$Q = 864 \text{ M}^3/\text{s}$$

RESUMEN:

| METODO | GASTO (M^3/s) |
|---|---------------------------------|
| Fórmula Racional ($P_R = 50$ años) | 75.06 |
| Yen Te Chow ($P_R = 50$ años) | 114.80 |
| Creager ($P_R = ?$) | 865.00 |
| Lowry ($P_R = ?$) | 89.20 |
| Envolvente de S.A.R.H. (fig. No. 43) ($P_R = 50$ años) | 675.00 |
| Envolvente de R.M. (fig. No. 27) ($P_R = ?$) | 864.00 |

De los métodos aplicados, el de la fórmula Racional se debe usar en cuencas menores de 4 Km^2 , sin embargo, para cuencas mayores como en este caso nos da una idea del gasto máximo, los resultados son por lo general similares a los del método de Yen Te Chow.

En cuanto a los métodos de Creager y Lowry, como se puede observar, no existe un periodo de retorno asociado a los gastos máximos, y por lo tanto no es posible comparar los resultados entre sí. Sin embargo, estos resultados nos dan una idea del posible gasto máximo que puede drenar la cuenca, de acuerdo a las envolventes regionales, que incluyen un gran número de estaciones hidrométricas.

CONCLUSIONES

Al aplicar los métodos estadísticos basados en los registros de gastos máximos anuales, se debe tomar en cuenta principalmente el número de datos con que cuenta la estación de aforos, ya que las distribuciones no difieren mucho entre sí y lo único que las diferencia es la forma en que los datos se ajustan a la distribución, como se puede ver en los ejemplos de aplicación; en el caso de la estación hidrométrica "Chajul" solamente contamos con 17 datos, mientras que en la estación "El Salto" el número de datos es de 30 y no existen perturbaciones ciclónicas que afecten a la muestra de datos, como en la estación "Chajul". Es importante tomar en cuenta la ubicación de la estación hidrométrica, ya que pueden existir dos tipos de registros máximos anuales, uno para avenidas máximas extraordinarias y otra para avenidas provocadas por ciclones, tormentas tropicales, nortes, etc., sin embargo como el periodo de retorno de las avenidas ciclónicas es mayor que el periodo de las avenidas máximas anuales, es casi imposible tener datos registrados en un periodo de años más allá de 40 como máximo, ya que la hidrología, como mucha tecnología, es de reciente aplicación en México y no se cuenta todavía con el número suficiente de estaciones hidrométricas en la República Mexicana, y las que existen no tienen el suficiente periodo de registros para considerar las representativas 100% de las condiciones de drenaje de la cuenca que se trate.

Otra conclusión importante que se desprende de la experiencia del exponente de este trabajo, es en cuanto a la confiabilidad de las mediciones que se realizan en época de lluvias, que es cuando se presentan las avenidas máximas extraordinarias; ya que es imposible saber o predecir en que momento se presentará la avenida en el lugar de aforo, ya sea en un punto o en un lugar donde se pueda colocar los instrumentos para medir la velocidad, la escala siempre está fija en una de las márgenes del río, por lo tanto el aforador realizará sus mediciones si el lugar es seguro (sobre un puente por lo general) y aún así en muchos casos no se arriesgará a tomar lecturas si la obra trabaja a su máxima capacidad, por lo tanto casi siempre tendremos una aproximación del gasto máximo que se pudiera presentar o como en algunos casos por extrapolación, que es la suposición de que si el nivel de aguas en la escala alcanza cierta altura, mediante tablas y gráficas, podemos suponer el volumen de gasto aforado.

Sin embargo, a pesar de los inconvenientes para realizar las mediciones en campo, la confiabilidad de los niveles de agua son muy importantes como se ve en el inciso B, ya que con éstos y aplicando principios de hidráulica podemos calcular o verificar los gastos registrados en la estación. En síntesis, la confiabilidad de los métodos estadísticos, depende principalmente del número de registros, de la ubicación de la estación hidrométrica, y no tanto de las distribuciones de probabilidad, ya que éstas se calibran con las pruebas de ajuste, que proporcionan principalmente la mejor distribución de acuerdo a los datos obtenidos de la estación que se este analizando.

Lo ideal sería tener estaciones hidrométricas en todos los ríos de la República Mexicana y en sus principales tributarios, lo que implicaría tener registrados los gastos máximos anuales y poder predecir con mayor certeza las avenidas extraordinarias, y finalmente diseñar las obras de drenaje con menor riesgo de falla y a costos menores. Sin embargo lo anterior implicaría un costo muy alto de recursos materiales y humanos (instalación de equipo y personal capacitado para la instrumentación en campo).

Por otra parte, los métodos asociados a la precipitación y a las características de la cuenca, representan una opción para predecir las avenidas máximas, en cuencas relativamente pequeñas y en donde es imposible contar con una estación de aforos, por lo tanto es ahí donde radica su importancia y su aplicación.

Una conclusión básica y tal vez la más importante, es la de que todos los métodos empíricos (Creager, Lowry, Talbot, etc.) y semiempíricos (Ven Te Chow, Fórmula Racional, I-Pai-Wu, etc.) son válidos e importantes para las condiciones e hipótesis que cada autor consideró en su método, es decir, la experiencia ha demostrado que la mayor parte de la gente que aplica estos métodos hidrológicos, tiene la idea o concepto de que el método racional es mejor que el de Creager o Lowry o viceversa; y de que el método de Ven Te Chow es la verdad absoluta, sin embargo como se vió en los capítulos de esta tesis, todos son importantes si se conocen sus campos de aplicación y por lo tanto sus limitantes. No todos los métodos se pueden aplicar a determinado sitio de cruce, aunque para efectos de este trabajo así se hizo, sin embargo las condiciones del sitio en estudio pueden variar fuertemente si este es un cruce con una autopista, camino estatal o federal, camino rural, etc., ya que no es lo mismo proyectar una obra para una autopista que para un ferrocarril (inciso B).

Por lo tanto, una vez que conocemos el lugar de cruce y definimos su -- cuenca si es posible, si no, haremos uso del método de campo conocido con el nombre de Sección y Pendiente (Inciso B); investigaremos si hay estación pluviométrica o hidrométrica cercana al cruce, periodos de registros, etc., y procederemos aplicar el o los métodos que sean adecuados, según los alcances y limitantes de cada uno y a las condiciones mismas del cruce.

En conclusión, para realizar un estudio hidrológico aplicado a alguna -- vía terrestre, es necesario conocer los métodos y sus componentes o parámetros que sirvieron para su desarrollo. El factor más importante para la aplicación de algún método, es la experiencia y criterio personal del Hidrólogo o Ingeniero que realiza estos estudios, ya que si no sabemos que los métodos estadísticos dependen del número de años registrados, que la fórmula racional, según su autor se limita a cuencas muy pequeñas, que el método de Ven - Te Chow es muy susceptible al coeficiente de escurrimiento (N), o que los métodos empíricos solo nos dan una idea preliminar del gasto máximo, se podría incurrir en errores de consecuencias muy graves al diseñar un puente u obra de drenaje de que se trate, finalmente conforme se disponga de mayor información hidrológica se podrán ir ajustando los criterios personales existentes, elaborar otros y tener una mayor seguridad en los resultados hidrológicos -- que se obtengan.

A) METODO DE SECCION Y PENDIENTE.- METODO HIDRAULICO

El método de sección y pendiente se fundamenta en la fórmula de Manning:

$$V = \frac{1}{n} r^{2/3} S_n^{1/2} \dots\dots\dots (92)$$

en donde:

V = Velocidad de la corriente, en m/s

r = radio hidráulico, en m

S_n = pendiente hidráulica, en decimales

n = coeficiente de rugosidad, adimensional (Tabla No. 44)

Para calcular el gasto máximo asociado al periodo de retorno, hacemos -- uso del principio de continuidad:

$$Q = V \cdot A \quad \dots\dots\dots(93)$$

en donde:

Q = gasto máximo en M³/s

V = velocidad de la corriente, obtenida con la ec. No. 92

A = Area de la sección hidráulica, en m²

Esta teoría fue desarrollada para canales naturales, es decir en lugares donde: la sección geométrica es constante, su pendiente longitudinal uniforme, etc., sin embargo en la S. C. T. se ha adaptado el método a arroyos y ríos pequeños. En donde el cauce debe ser lo menos sinuoso posible, sin llanuras de inundación, pendiente longitudinal más o menos uniforme, características de rugosidad del fondo del cauce constantes en el tramo de prueba, etc.

Por lo anterior, este método de campo, requiere de conocer la sección hidráulica y la pendiente de la corriente en estudio.

Otro aspecto y tal vez el más importante del método consiste en conocer los niveles máximos alcanzados por el agua durante las crecientes extraordinarias, la confiabilidad de esta información depende directamente de la gente que ha vivido en las cercanías del cruce y durante cuantos años.

Las huellas que deja el agua durante las crecientes, son útiles pero en general corresponden a avenidas recientes. Por lo tanto si la información proporcionada corresponde a niveles máximos que ha alcanzado el agua en un periodo de 40 a 50 años, podremos asociarlo a un periodo de retorno confiable. Ahora bien si: sustituimos la ecuación No. 92 en la No. 93 tenemos:

$$Q = \frac{A}{n} \cdot r^{2/3} \cdot S_n^{1/2} \quad \dots\dots\dots(94)$$

Si conocemos en campo el área de la sección hidráulica y la pendiente, podemos calcular el gasto máximo en base a el coeficiente de rugosidad de Manning (n), por lo tanto el método es muy sensible a dicho coeficiente y la

elección de éste es muy subjetiva y a criterio del que realiza el estudio. Sin embargo es un método muy confiable, que se debe tomar con reservas, de acuerdo a los parámetros que lo afectan, y sirve de comparación con los demás métodos hidrológicos.

B) ELECCION DEL GASTO DE DISEÑO

Para seleccionar el gasto de diseño, es necesario considerar el intervalo de tiempo durante el cual la obra cumplirá con las funciones para las cuales fue diseñada, es decir la vida útil. Esta vida útil se determina en base a consideraciones de índole técnico, económico y social. Si consideramos que la vida útil de una obra corresponde a la vida económica del mismo, que es el mínimo intervalo de tiempo en el cual los beneficios estimados cubren la amortización e intereses del capital invertido, así como los costos de operación y mantenimiento durante el mismo tiempo, entonces hablaremos de periodos entre 50 y 100 años. También se debe considerar el riesgo o probabilidad de falla que tendrá la obra para cada gasto asociado a un periodo de retorno diferente. Por lo tanto el diseño de la obra está en función del riesgo o probabilidad que se desee admitir de que el valor del gasto estimado sea superado durante los años de vida útil. Con la ecuación No. 95 podemos calcular el periodo de retorno de acuerdo al riesgo de falla que aceptemos:

$$T_R = \frac{1}{1 - (1 - R)^n} \quad 1/n \quad \dots \dots \dots (95)$$

en donde:

T_R = período de retorno, en años

n = vida útil de la obra en años

R = riesgo o probabilidad de que el gasto de diseño sea igualado o excedido por lo menos una vez durante la vida útil, en decimales.

Otra forma de elegir el gasto de diseño y por lo tanto el período de retorno, consiste en analizar los costos inicial, de mantenimiento y de daños en caso de que falle la obra, para diferentes avenidas eligiendo los valores de diseño para el menor costo, la relación obtenida a partir de un análisis como el anterior en diversas estructuras de drenaje de carreteras en U.S.A. es:

| TIPO DE CAMINO | TAMAÑO DE LA ESTRUCTURA | P_R = promedio de diseño en años |
|----------------|-------------------------|------------------------------------|
| Secundario | pequeña | 24 |
| | grande | 35 |
| Principal | pequeña | 37 |
| | grande | 47 |
| Interestatal | pequeña | 47 |
| | grande | 50 |

Para caminos del país, podemos relacionar de la siguiente forma:

Secundario ----- camino estatal
 Principal ----- camino federal (troncal)
 Interestatal --- autopista (de cuota)

Para fines prácticos podemos considerar las siguientes dimensiones mínimas:

Camino secundario: puente de 18 a 24 m. de longitud
 Camino principal: puente de 30 m. de longitud
 Interestatales: puente de 36 m. de longitud

Por lo tanto para elegir el gasto de diseño con el que se hará el proyecto de la obra, es necesario comparar los gastos obtenidos mediante los estudios hidrológicos e hidráulicos. Se elige el gasto que se considera más confiable según la experiencia y el criterio del Ingeniero o Hidrólogo, lo cual es indispensable y determinante para obtener un valor del gasto máximo de diseño de la obra de drenaje.

Tabla No. 44 Valores del coeficiente de rugosidad n de Manning

| TIPO Y DESCRIPCIÓN DEL ARROYO | Mínimo | Medio | Máximo |
|--|--------|-------|--------|
| A) Arroyos (ancho de la superficie libre de agua en avenidas menor que 30 m) | | | |
| a) Corrientes en planicie | | | |
| 1. Limpios, rectos, sin deslaves ni remansos profundos | 0.025 | 0.030 | 0.033 |
| 2. Igual al anterior pero más rocosos y con hierba | 0.030 | 0.035 | 0.040 |
| 3. Limpio, curvo, algunas irregularidades del fondo | 0.033 | 0.040 | 0.045 |
| 4. Igual al anterior, algo de hierba y roca | 0.035 | 0.045 | 0.050 |
| 5. Igual al anterior pero menos profundidad y secciones poco eficientes | 0.040 | 0.048 | 0.055 |
| 6. Igual que el 4 pero más rocas | 0.045 | 0.050 | 0.060 |
| 7. Tramos irregulares con hierba y estanques profundos | 0.050 | 0.070 | 0.080 |
| 8. Tramos con mucha hierba, estanques profundos o cauces de avenidas con raíces o plantas subacuáticas | 0.075 | 0.100 | 0.150 |
| b) Corrientes de montañas, sin vegetación en el cauce; con taludes muy pendientes; árboles y arbustos a lo largo de los márgenes que quedan sumergidos en las avenidas. | | | |
| 1. Fondo de gravas, boleas y algunos cantos rodados | 0.030 | 0.040 | 0.050 |
| B) Ríos (ancho de la superficie libre del agua en avenidas mayor que 30 m. El valor de n es menor que el correspondiente a arroyos menores de igual descripción ya que los márgenes ofrecen menor resistencia) | | | |
| a) Secciones regulares sin cantos rodados ni arbustos | | | |
| | 0.025 | | 0.060 |
| b) Secciones rugosas e irregulares | | | |
| | 0.035 | | 0.100 |

BIBLIOGRAFIA

- 1.- CHOW, VEN TE. "HANDBOOK OF APPLIED HYDROLOGY". MC GRAH-HILL BOOK CO.,
ING. 1964.
- 2.- CHOW, VEN TE. "FREQUENCY ANALYSIS OF HIDROLOGIC DATA WITH SPECIAL --
APPLICATION TORAINFALL INTESITIES". UNIVERSITY OF ILLINOIS. 1958.
- 3.- SPRINGALL G., R. "HIDROLOGIA". INSTITUTO DE INGENIERIA. UNAM. 1972.
- 4.- SPRINGALL G., R. "DRENAJE EN CUENCAS PEQUEÑAS". INSTITUTO DE INGENIE-
RIA. UNAM. 1967.
- 5.- SPRINGALL G., R. "ESCURRIMIENTO EN CUENCAS GRANDES". INSTITUTO DE IN-
GENIERIA. UNAM. 1967.
- 6.- ALBERTO BOHETT Y FRANCISCO JAVIER JAUFFRED M. "ELEMENTOS DE PROBABILI
DAD Y ESTADISTICA". SERIE: METODOS PARA EL ANALISIS DE SISTEMAS DE IN
GENIERIA, VOL. 1. REPRESENTACIONES Y SERVICIOS DE INGENIERIA, S.A.
- 7.- RASCON CH. OCTAVIO. "INTRODUCCION A LA ESTADISTICA DESCRIPTIVA". VOL.1.
UNAM. 1977.
- 8.- CHOW, VEN TE. "HIDRAULICA DE LOS CANALES ABIERTOS". EDITORIAL DIANA.
MEXICO, D.F. 1986.
- 9.- CONSULTORES S. A. "RECOMENDACIONES PARA EL DISEÑO Y REVISION DE ESTRUC
TURAS PARA EL CONTROL DE AVENIDAS". EDITADO POR LA SECRETARIA DE AGRI-
CULTURA Y RECURSOS HIDRAULICOS. MEXICO D. F. 1970.
- 10.- ETCHARREN, GUTIERREZ RENE. "MANUAL DE CAMINOS VECINALES". COEDICION
DE ASOCIACION MEXICANA DE CAMINOS Y DE REPRESENTACIONES Y SERVICIOS DE
INGENIERIA, S. A. MEXICO, D. F. 1986.