



4
2ef.

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA
DE MEXICO

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES
CAMPUS ARAGON

AVENIDA DE DISEÑO

T E S I S
QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:
INGENIERO CIVIL
P R E S E N T A :
JOSE ALFREDO AYALA GONZALEZ

ASESOR: ING. LUIS P VIGUERAS MUÑOZ

MEXICO

1997

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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



UNIVERSIDAD NACIONAL
AVENIDA DE
MEXICO

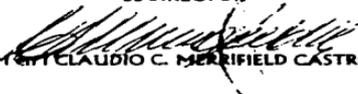
ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES
ARAGÓN
DIRECCION

JOSÉ ALFREDO AYALA GONZÁLEZ
P R E S E N T E .

En contestación a su solicitud de fecha 24 de febrero del año en curso, relativa a la autorización que se le debe conceder para que el señor profesor, Ing. LUIS POMPOSO VIGUERAS MUÑOZ, pueda dirigirle el trabajo de Tesis denominado, "AVENIDA DE DISEÑO", con fundamento en el punto 6 y siguientes, del Reglamento para Exámenes Profesionales en esta Escuela, y toda vez que la documentación presentada por usted reúne los requisitos que establece el precitado Reglamento; me permito comunicarle que ha sido aprobada su solicitud.

Aprovecho la ocasión para reiterarle mi distinguida consideración.

ATENTAMENTE
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPÍRITU"
San Juan de Aragón, México., 27 de febrero de 1997
EL DIRECTOR


MONTCLAIR C. MERRIFIELD CASTRO

- cc p Jefe de la Unidad Académica.
cc p Jefatura de Carrera de Ingeniería Civil.
cc p Asesor de Tesis.

CCMC/AIR/11a.



DEDICATORIAS

*A Dios por haberme permitido
llegar a esta etapa de mi vida.*

*A mi hermano Eduardo:
que de una u otra forma es
que siempre lo conté y contare
con él.*

*A mi profesor:
Ing. Luis D. Viqueza Mañón,
gracias por el apoyo para realizar
este trabajo.*

*A mis familiares:
porque es que siempre lo conté y
contare con todo su apoyo.*

*A mis padres:
Ignacia Jorgelley,
D. Manuel Ayala
Gracias por todo el amor y apoyo
incondicional que me han brindado desde
siempre.*

*A mis profesores:
por su ayuda, paciencia y comprensión.
Lo cual me ha ayudado a obtener una
mejor preparación.*

*A mis amigos:
por todo los momentos que juntos hemos
compartido, los cuales serán muy difíciles
de olvidar.*

INTRODUCCIÓN

Capítulo I ANTECEDENTES	1
I.1 Antecedentes	2
I.2 Definición y objetivos de la hidrología	2
I.3 Breve reseña histórica	3
• Período de especulación	4
• Período de observación	4
• Período de media	4
• Período de experimentación	5
• Período de modernización	5
• Período de racionalización	5
• Período de irrorización	6
I.4 Ciclo hidrológico	6
Capítulo II FISIOGRAFÍA DE LA CUENCA	12
II.1 Fisiografía de la cuenca	13
II.2 Concepto de la cuenca	13
• La cuenca	13
• El parteaguas	13
• Cuatro puntos importantes para delimitar el trazo de la cuenca	16
II.2 Características fisiográficas de la cuenca	16
• Área de una cuenca	16
• Pendiente de una cuenca	16
• Criterio de Alvord	17
• Criterio de Horton	18
• Criterio de Nash	22
• Elevación de una cuenca	24
• Red de drenaje	24
• Orden de las corrientes	24
• Longitud de tributarios	27
• Densidad D corrientes: (Dc)	27
• Densidad de drenaje (Dd)	28
• Pendiente del cauce principal	28
Capítulo III PRECIPITACIÓN	34
III.1 Precipitación	35
• Elementos de la Hidrometeorología	35
• Definiciones:	35
- Revisión atmosférica	35

- Revisión de vapor	36
- Humedad relativa	37
- Humedad constante	37
- Humedad específica	37
III.2 Medición de la precipitación.....	39
• Precipitación	39
a) Descripción del fenómeno	39
b) Tipos de precipitación	39
III.2.1 Aparatos de Medición	42
• Pluviómetro	44
• Pluviógrafo	44
III.3 Análisis de Datos de precipitaciones	52
• Técnicas de análisis de los registros de lluvia	52
• Precipitación media sobre una zona	52
a) Promedio aritmético	52
b) Método de Thiessen	52
c) Método de Isoyetas	55
• Curva Intensidad-Duración-Período de retorno	57
Método del análisis independiente	57
• Regresión múltiple para el cálculo de las curvas de intensidad	
-duración-período de retorno (I-D-T)	67
a) Análisis independiente	67
b) Regresión línea múltiple	68
• Riesgo de falla ∞	75
• Deducción de datos faltantes	76
• Ajuste de riesgo de precipitación	77
• Relación entre las características de una tormenta y su área de lluvia ..	80
- Relación de un punto área de lluvia	80
- Curva de altura de precipitación-Área-duración	82
• Distribución geográfica de la precipitación	90
Capítulo IV ESCURRIMIENTO	92
IV.1 Tipos de escurrimiento	93
• Fuentes de escurrimiento	93
• Proceso de escurrimiento	94
• Análisis de hidrogramas	96
• Análisis de hidrogramas de tormentas aisladas	100
• Aforo de corrientes	104
• Secciones de control	104
• Relación sección-velocidad	105
• Relación sección-pendiente	114
Capítulo V AVENIDA DE DISEÑO	127
V.1 Estimación de gastos mínimos	128
• Tipos de almacenamiento y sus características	128

V.2 Método para el cálculo de avenidas máximas	131
• Método empleado por la Secretaría de Comunicaciones y Transporte	131
• Método de Creager	131
• Método de Lowry	136
• Método del Departamento de Puentes de la S. C. T.	136
• Método de Talbot	140
• Método Racional	142
• Método Bürkli-Ziegler	148
• Método de Horton	149
• Método de Seshapa-Rao, Assenzo y Harp	158
V.3 Método estadístico	160
a) Análisis de frecuencia	160
b) Período de retorno	162
c) Distribución de probabilidad	162
d) Representación gráfica	162
e) Ajuste de curvas	163
• Distribución de probabilidad de Gumbel	163
• Método de Nash	172
• Método de Lebediev	177
• Método Pearson Tipo III y log-Pearson Tipo III	186
V.4 Hidrograma unitario	197
• Teoría del hidrograma unitario principio e hipótesis	197
• El hidrograma unitario	200
• Utilización de hidrograma unitario tradicional	201
Capítulo VI. DISEÑO HIDRÁULICA	207
VL1 Cálculo de la sobreelevación	208
• Puente del culebrón	208
(<i>Cálculo de la sobreelevación provocada por el estrechamiento del camino</i>)	208
- Generalidades para la condición del flujo sin estrechamiento	208
- Revisión de la condición de choque	209
- Cálculo de la sobreelevación para la condición de choque	212
- Corte de la elevación por un eje de carretera	215
- Sección transversal de la superestructura	215
VL2 Cálculo de la socavación	216
• Socavación en puentes, métodos y aplicaciones	216
- Aspectos hidráulicos	216
• Socavación en cauces naturales, pueden clasificarse en varios tipos: ...	218
- Socavación general	218
- Método de Lischtvan-Lependiev	219
- Velocidad media real del flujo	220
- Velocidad media erosiva	223
• Cálculo de la socavación para suelos homogéneos	225
• Cálculo de la socavación cuando la rugosidad no es uniforme en la sección	226
• Cálculo de la erosión general cuando la rugosidad no es uniforme en	

la sección	230
• Socavación local en pilas	230
• Método de Yaroslavtziev	232
• Método para suelos granulares sin cohesión	232
• Método para suelos cohesivos	236
• Socavación al pie del estribo	236
• Método de K. F. Artamonov	238
EJEMPLO DE APLICACIÓN RÍO ACAPONETA	246
RECOMENDACIONES Y CONCLUSIONES	257
BIBLIOGRAFIA	260

El presente trabajo es la recopilación de diferentes autores, así como la participación de técnicos que ya se han desarrollado en el campo profesional.

Debido a la importancia y aplicación de la hidrología superficial en el diseño construcción y operación una de una obra hidráulica será relevante analizar ésta en la siguiente interrogación. ¿Cómo, cuándo y donde se presenta una avenida de alguna corriente y la periodicidad de este fenómeno? Siendo éste un problema que requiere de una solución inmediata, se cuenta con métodos que relacionan la precipitación y el escurrimiento que se presenta en una cuenca; por tal razón en este trabajo, se pretende llevar a cabo una visión general de al relación de estos fenómenos, partiendo de bases fundamentales como lo son las características fisiográficas de la cuenca, un estudio de precipitación y l estudio de escurrimientos. Con lo que será posible llevar a cabo una aplicación de los métodos estadísticos y probabilísticos destinados a la obtención de una avenida de diseño.

Uno de los objetivos que se pretende con el presente trabajo, es el servir de auxiliar como material bibliográfico en la material bibliográfico en la materia de Hidrología, así como también en la predicción de avenidas máximas o de diseño; no solamente para alumnos que cursan la materia, sino también podrá servir de apoyo a todos aquellos profesionistas interesados en el tema de predicción de avenidas.

El trabajo está constituido de seis capítulos:

En el CAPITULO I se da la definición y objetivo de la hidrología así como una breve reseña histórica sobre su origen. Así también en el presente capítulo se toca el planteamiento del ciclo hidrológico como un aspecto fundamental en la hidrología.

En el CAPITULO II se describen las características fisiográficas de la cuenca. Haciendo referencia a los conceptos de cuenca y partenguas así como la obtención de el área y la pendiente, esta última utilizando los criterios de Alvard, Horton y Nash. Así también se hace mención a la elevación de la cuenca y la distribución de su red de drenaje.

En el CAPITULO III toca aspectos de meteorología con el fin de mostrar la diversidad de elementos que influyen en la precipitación, tales como el viento y la temperatura.

También se hará mención de los diferentes tipos de precipitación y de los aparatos con que se cuentan para la medición de la misma. Así también se hace referencia a las técnicas utilizadas para el análisis de los registros de lluvia como los son el promedio aritmético, método de Thiessen y el método de las isoyetas.

Siendo lo anterior enfocado a la obtención de datos como curvas de intensidad-duración, Período de retorno, riesgo de falla y las curvas de altura de precipitación área-duración.

De lo anterior se han agregado ejemplos de aplicación para tener un panorama más amplio en el estudio de la precipitación.

En el CAPITULO IV se hace referencia al escurrimiento indicando sus fuentes y los tipos de escurrimiento indicando sus fuentes y los tipos de escurrimientos que originan. También se explica el proceso de escurrimiento y su análisis a partir de los hidrogramas de las tormentas. Por último, se presentan los criterios que pueden emplearse para aforar una corriente.

Una vez elaborados los CAPÍTULOS I, II, III y IV nos es posible comprender el CAPITULO V denominado "averida de diseño". El cual abarca puntos que nos permitirán obtener los datos suficientes para el diseño de una obra hidráulica (ya sea un puente, una presa y/o un vaso de almacenamiento) en función de el cálculo de la avenida máxima esperada.

Dentro de este capítulo podemos encontrar aspectos como estimación de gastos mínimos necesarios para evitar el azolvamiento y obstrucción de los vertederos en una presa de almacenamiento, haciendo también mención de los métodos empíricos, estadísticos y probabilísticos y aunado a estos el método del hidrograma unitario tradicional destinador a la obtención del gasto de diseño.

Una vez estimados los gastos de diseño, lo siguiente será entrar al cálculo de la sobreelevación y de la socavación generada por la avenida, y que generalmente, son dos aspectos que determinan la vida útil de una obra hidráulica o en su defecto de una obra terrestre como lo es un puente vehicular (CAPITULO VI).

Por último se plantea las recomendaciones y conclusiones referentes al análisis de una "averida de diseño".

CAPÍTULO I

ANTECEDENTES.

1.1 ANTECEDENTES

"La hidrología trata sobre el agua de la tierra, su existencia y distribución, sus propiedades físicas y químicas y su influencia sobre el medio ambiente, incluyendo su relación con los seres vivos. La Ingeniería Hidrológica abarca también puntos importantes de campo incluye aquellas partes del campo que influyen al diseño y operación de proyectos de ingeniería para el control y el uso del agua."

Naturalmente que el ingeniero debe gran parte de sus conocimientos actuales de la hidrología a los agrónomos, meteorólogos, geólogos y otras profesionales de una diversidad de disciplinas.

1.2 DEFINICIÓN Y OBJETIVOS DE LA HIDROLOGÍA

Existen varias definiciones de Hidrología, pero la mas completa en quizás las siguiente:

"Hidrología es la ciencia natural que estudia al agua, su concurrencia, circulación y distribución en la superficie terrestre, sus propiedades físicas y químicas y su relación con el medio ambiente, incluyendo a los seres vivos".

Aceptando esta definición, es necesario limitar la parte de la Hidrología que se estudia en la Ingeniería a una rama que comúnmente se llama Ingeniería Hidrológica o Hidrología Aplicada, que incluye aquellas partes del campo de la hidrología que atañen al diseño y operación de proyectos de Ingeniería para el control y aprovechamiento del agua.

El ingeniero que se ocupa de proyectar, construir o supervisar el funcionamiento de instalaciones hidráulicas debe resolver numerosos problemas prácticos de muy variado carácter. Por ejemplo, se encuentra con la necesidad de diseñar puentes, estructuras para el control de avenidas, presas, vertedores, sistemas de drenaje para poblaciones, carreteras y aeropistas y sistemas de abastecimiento de agua. Sin excepción, estos diseños requieren de análisis hidrológicos cuantitativos para la selección del evento de diseño necesario.

Los resultados son normalmente sólo estimaciones, con aproximación limitada en muchos casos y burda en algunos otros. Sin embargo, estas estimaciones rara vez son menos aproximadas que las cargas viadas en el análisis estructural o el volumen de tráfico en carreteras, por ejemplo. El análisis hidrológico exhaustivo es, pues, el primer paso fundamental en la planeación, diseño y operación de proyectos hidráulicos. En la fase de planeación y diseño, el análisis se dirige básicamente a fijar la capacidad y seguridad de conducción de una estructura hidráulica se determinan, desde luego, de acuerdo con los volúmenes y gastos que se deseen almacenar, controlar o transmitir. En este sentido, se requieren estudios

hidrológicos para determinar la disponibilidad de fuentes naturales y para saber si es abastecimiento de la fuente es adecuado en todo tiempo, o si se requerirá de otras estructuras para corregir las deficiencias o para disponer de los volúmenes excedentes de agua. La seguridad de las presas en lo que concierne a la capacidad del vertedor y la elevación máxima del embalse, depende, en gran medida, de la determinación de una tormenta de diseño y de su conversión a una avenida generada en la cuenca o bien directamente de la última, y en menor grado de las olas y la marea generada por los vientos. Asimismo, la estabilidad de muros y terraplenes depende de los estudios hidrológicos e hidráulicos que definen los niveles.

La hidrología juega también un papel importante en la operación efectiva de estructuras hidráulicas, especialmente aquellas que se destinan a la generación de energía y control de avenidas, donde se requiere con frecuencia de pronóstico de avenidas y sequías.

Es así que la hidrología, en cuanto trata con un aspecto importante y vital del medio ambiente, que es el agua, es una ciencia esencial para el aprovechamiento de los recursos hidráulicos y es diseño de obras de defensa. Aunque esta ciencia está lejos de tener un desarrollo completo, existen varios métodos analíticos y estadísticos que son en mayor o menor grado aceptados en la profesión ingenieril.

Finalmente, cada problema hidrológico es único en cuanto trata con un conjunto diferente de condiciones físicas dentro de una cuenca hidrológica específica, lo que implica que, el que trabaja con este tipo de problemas no puede tener una postura conformista. Cada nuevo caso es un problema de investigación; éste es uno de los grandes "encantos" de la hidrología. No es un campo dogmático de la profesión de la Ingeniería, sino un reto intelectual sistemático, es un ejercicio de la imaginación y de la inteligencia, de la prudencia y es sentido de la observación.

1.3 BREVE RESEÑA HISTÓRICA.

El primer proyecto hidráulico se encuentra perdido en la bruma de la prehistoria. Quizás algún hombre prehistórico descubrió que una pila de rocas colocadas a través de una corriente elevaba el nivel del agua lo suficiente para inundar la tierra que era la fuente de su alimentación de plantas silvestres y en esta forma suministraba agua durante una sequía.

Sea cual fuese la historia primitiva de la hidráulica, existe abundante evidencia para demostrar que los constructores comprendían poco de hidrología. Documentos escritos por los antiguos griegos y romanos indican que éstos aceptaban que los océanos fuesen la fuente final de toda el agua pero no podían imaginar que la cantidad de precipitación es igual o mayor que la cantidad de escorrentía (flujo de

agua). Típico de las ideas de la época era la concepción de que el agua de los océanos se movía subterráneamente hasta la base de las montañas. Allí se desalinizaba en forma natural y ascendía en forma de vapor a través de conductos hasta la cumbre de las montañas donde se condensaba y escapaba en el nacimiento de las corrientes. Marco Vitruvio Pollio (100 A. C.; aproximadamente) parece haber sido el primero en reconocer el papel jugado por la precipitación tal como lo aceptamos en la actualidad.

Leonardo Da Vinci (1452 - 1519) fue el segundo en sugerir una concepción moderna del ciclo hidrológico, pero solo Pierre Perrault (1608 - 1688) comparó medidas de lluvia con la descarga estimada de río Sena, demostrando que la escorrentía era cerca a la sexta parte de la precipitación. El astrónomo Inglés Halley (1656 - 1742) midió la precipitación con un pequeño recipiente y estimó la evaporación del mar mediterráneo a partir de esos datos. Sin embargo, el concepto del ciclo hidrológico fue puesto en duda por algunas personas hasta 1921.

La narración Histórica más completa es la presentada por O. E. Meinzer (1912), exponiendo el desarrollo histórico de la hidrología a través de ocho periodos, cuya división en el tiempo no debe ser considerada exacta. Tales período son:

1. PERÍODO DE ESPECULACIÓN (antigüedad a 1400).

Durante este período el concepto de ciclo hidrológico fue especulado por muchos filósofos, como Homero, Tales, Platón y Aristóteles en Grecia; Séneca y Plinio en Roma. La mayoría de tales conceptos fueron erróneos, con excepción del propuesto por Marco Vitruvio, que estableció que el agua subterránea provenía la infiltración de la lluvia y de la nieve. A este período pertenecen las grandes construcciones hidráulicas de la antigüedad, las cuales requirieron un conocimiento hidrológico práctico, entre ellas: los pozos de Arabia, los Kanats de Persia, los acueductos de Roma, los canales y sistemas de irrigación y obras de control de inundaciones en China y las zonas de riego de Egipto, Mesopotamia e India.

2. PERÍODO DE OBSERVACIÓN (1400 a 1600).

En el período conocido como Renacimiento, se tuvo un cambio gradual de los conceptos filosóficos puros de la hidrología a la ciencia observacional de tal época. Por ejemplo, basándose en observaciones, Leonardo Da Vinci y Bernard Palissy lograron una correcta comprensión del ciclo hidrológico, especialmente en lo relativo a la infiltración de la lluvia y retorno de agua a través de manantiales.

3. PERÍODO DE MEDIDA (1600 a 1700).

El inicio de la moderna ciencia de la hidrología puede ser considerado en el siglo XVIII, con las mediciones por ejemplo: las de Pierre Perrault y Edmé Mariotte en el río Sena en París y Edmond Halley en el mar Mediterráneo, los cuales llegaron a conclusiones correctas del fenómeno hidrológico estudiado. A este período corresponde también los primeros estudios de los pozos artesianos.

4. PERÍODO DE EXPERIMENTACIÓN (1700 a 1800).

Durante el siglo XVIII, los estudios experimentales hidráulicos tuvieron gran auge y como resultado de ello muchos principios hidráulicos fueron obtenidos, por ejemplo: el Teorema y Piezómetro de Bernoulli, la fórmula de Chézy y el principio de D'Alambert, los tubos de Pitot y Borda. Los desarrollos anteriores aceleraron el inicio de los trabajos de base cuantitativa.

5. PERÍODO DE MODERNIZACIÓN (1800 a 1900).

El siglo XIX fue una gran era de hidrología experimental que tuvo su inicio en el período precedente; y que marco más firmemente el comienzo de la ciencia de la hidrología. Sin embargo, la mayoría de las contribuciones se tuvieron en la Geohidrología y medición de las aguas superficiales (Hidrometría). Por ejemplo: la ecuación de Hagen-poiseville del flujo capilar (1840), la Ley de Darcy (1856), la fórmula del pozo del Dupuit-Thiem (1863) y el principio de Ghyben-Herzberg (1889).

En el campo de la hidrometría, en relación al aforo de aguas superficiales se tuvo un gran avance, incluyendo: el desarrollo de varias fórmulas de flujo e instrumentos de medida y el comienzo del aforo sistemático de corrientes. Entre las contribuciones principales se tienen la fórmula de descarga de los vertederos de Francis (1855), la determinación del coeficiente de Chézy propuesta por Gangillet y Kutter (1889) y en el campo de la evaporación la ley de Dalton (1802), por último, en el campo de las precipitaciones Miller (1849) correlacionó la lluvia con la altitud.

6. PERÍODO DE EMPIRISMO (1900 a 1930).

Aunque muchos trabajos de hidrología moderna fueron iniciados en el siglo XIX, el desarrollo en hidrología cuantitativa fue todavía inmaduro y entonces la ciencia de la hidrología fue enormemente empírica, debido a que la base física para varias determinaciones hidrológicas no estaba bien conocida, o bien porque se disponía de mucha información cuantitativa experimental para ser usada. Durante la parte final del siglo XIX y los siguientes 30 años el empirismo hidrológico fue evidente, por ejemplo: cientos de fórmulas empíricas fueron propuestas, seleccionando sus coeficientes y parámetros en base al juicio y experiencia.

7. PERÍODO DE RACIONALIZACIÓN (1930 a 1950).

En este período se inician los grandes hidrólogos que utilizan el análisis racional para resolver los problemas hidrológicos planteados, así por ejemplo se tienen: Sherman (1932) con el concepto del hidrógrama unitario, Horton (1953) con la teoría de la infiltración de la lluvia, Theis (1935) que introduce el concepto del nonequilibrio en la hidráulica de pozos, Gumbel (1941) que propone la distribución de probabilidades de valores extremos, Hazen (1930) que promueve el uso de la estadística en la hidrología, Bernard (1944) que discute el papel de la meteorología y marca el inicio de la hidrometeorología y Eistein (1950) quien introduce el análisis

teórico en los estudios de sedimentación. Otro notable desarrollo de este período fue el establecimiento de muchos laboratorios hidráulicos e hidrológicos en el mundo.

6. PERÍODO DE TEORIZACIÓN (1950 a la fecha).

Alrededor del año 1950, las aproximaciones teóricas tienen uso extensivo en los problemas hidrológicos, ya que muchos principios racionales propuestos anteriormente, pueden ser sujetos a un verdadero análisis matemático. Los instrumentos sofisticados y el uso de las computadoras de alta velocidad empujan su desarrollo y entonces se pueden tomar medidas delicadas del fenómeno hidrológico y resolver ecuaciones matemáticas complicadas involucradas en la aplicación de las modernas teorías hidrológicas. Son por ejemplo de los estudios hidrológicos, el análisis lineal y no lineal del sistema hidrológico, la adopción de los conceptos estadióticos y transitorios de la hidrodinámica del agua subterránea, la aplicación de las teorías de transferencia de masa a calor al análisis de evaporaciones, el estudio energético y dinámico de la humedad del suelo, la generación secuencial de datos hidrológicos y del uso de la investigación de operaciones en el diseño de recursos hidráulicos.

I. 4 CICLO HIDROLÓGICO.

El ciclo hidrológico, es considerado como un concepto fundamental de la hidrología, y como todo ciclo, el hidrológico no tiene ni principio ni fin, y su descripción puede comenzar en cualquier punto.

El ciclo hidrológico es un término descriptivo aplicado a la circulación general del agua Fig. (1.1). Este ciclo puede empezar con la evaporación del agua de los océanos. El vapor resultante es transportado por las masas del aire en movimiento.

En determinadas condiciones, el vapor se condensa formando nubes que, a su vez puede ocasionar precipitaciones. De la precipitación sobre el terreno, una parte es retenida por la superficie, otra escurre sobre ella y la restante penetra en el 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; la que queda detenida en la capa vegetal del suelo es regresada a la atmósfera por transpiración.

Esta descripción simplificada del ciclo Hidrológico es de tipo cualitativo y en ella no se ha incluido el tiempo. Por ejemplo, después de ocurrida una tormenta, el efecto inmediato en un río se deja sentir por el escurrimiento superficial, además

de existir recarga de agua subterránea. Puede decirse también que no hay evaporación durante la tormenta, y que toda el agua de lluvia se intercepta, infiltra y escurre superficialmente.

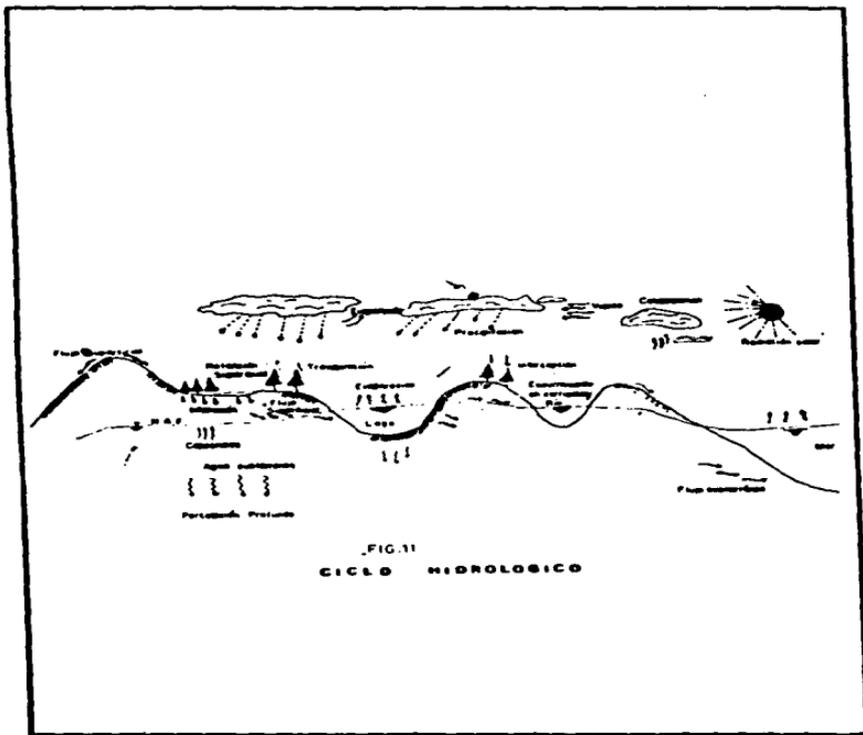
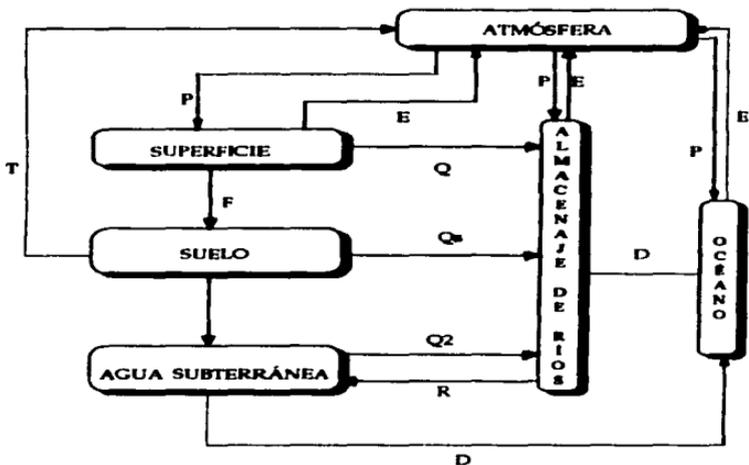


FIG. 11
CICLO HIDROLÓGICO

REPRESENTACIÓN CUALITATIVA DE LA FIG. (1.1).



E - Evaporación
Q - Escorrentía Superficial
F - Infiltración

P - Precipitación
Q_s - Escorrentía Superficial
D - Descarga a los océanos

T - Transpiración
Q₂ - Escorrentía Subterránea
R - Recargas

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 (Fig. 1.2); corresponde el análisis de la atmósfera a la meteorología y el estudio de los océanos a la oceanografía.

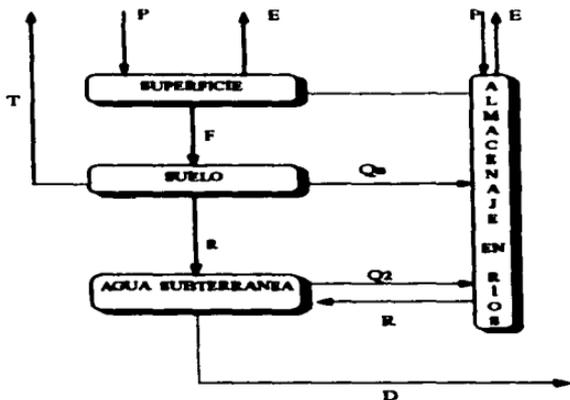


Fig. 1.2
Fases que estudia
la hidrología.

Otra manera de visualizar el ciclo hidrológico es considerándolo un "sistema", y así esta enfocado en algunos de los métodos hidrológicos que se verán posteriormente.

Una definición útil de sistema es la que propone Dooge:

"Cualquier estructura, dispositivo, esquema o procedimiento, real o abstracto, que interrelacione en el tiempo una entrada, causa o estímulo de materia, energía o información, y una salida efecto o respuesta de información, energía o materia".

La anterior definición de sistema puede esquematizarse de la siguiente forma:

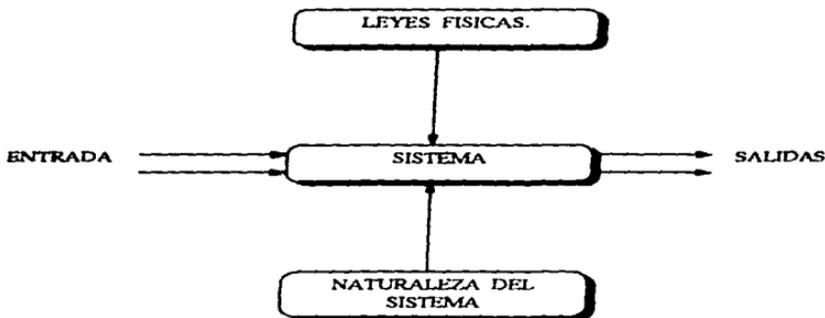


Ilustración de la definición de sistema.

De acuerdo con esta definición, podemos asimilar el ciclo hidrológico a un sistema, en el cual las entradas son las lluvias (P), que son afectadas por la cuenca, de acuerdo con la naturaleza de la misma y con las leyes de la física, para producir salidas en la forma de escurrimiento o pérdidas.

La caracterización del ciclo hidrológico como sistema es una abstracción que nos permite encaminar nuestros estudios hacia las relaciones funcionales que lo rigen, simplificar dichas relaciones de acuerdo con las técnicas matemáticas disponibles y tener una idea cuantitativa de los errores que cometemos en la simplificación. Permite también decir si la cuenca es "grande" o "chica" de acuerdo con la velocidad de respuesta al estímulo lluvia.

En términos muy generales, se puede decir que la hidrología, en su desarrollo se inició con la interpretación de los fenómenos físicos involucrados en el ciclo hidrológico; posteriormente se tendió hacia enfoques que lo consideraban como un sistema y que permitieron una utilización muy amplia de las herramientas matemáticas existentes. Finalmente en la actualidad y gracias al desarrollo de las computadoras la tendencia es de tratar de simular con mucho detalle las componentes del ciclo hidrológico desde el punto de vista físico.

FISIOGRAFÍA DE LA CUENCA.

II. 1 FIOGRAFÍA DE LA CUENCA

Así como el ciclo hidrológico es uno de los conceptos fundamentales de la hidrología, la cuenca hidrológica es su unidad básica de estudio. En este capítulo se estudiará este concepto y algunas nociones fundamentales de geomorfología útiles en la ingeniería hidrológica.

El carácter hidrológico de una cuenca contribuye considerablemente a formar sus características físicas. Se podría suponer que esta interrelación debería suministrar la base para mecanismos cuantitativos con el fin de predecir la respuesta hidrológica a partir aquellos parámetros físicos que son fáciles de medir. Aunque se han podido desarrollar algunas relaciones las características físicas e hidrológicas de una cuenca se debe a un gran número de factores. La determinación precisa de la disponibilidad de mapas que, en general son de diferentes escalas y están hechos con estándares cartográficos diferentes, es claro que la relación entre las características hidrológicas, altamente estocásticas, de la misma, debe ser de gran complejidad. Por consiguiente cabe pensar que simplemente no ha sido posible aún obtener las relaciones más adecuadas.

II. 2 CONCEPTO DE CUENCA.

LA CUENCA.

De drenaje de una corriente, es el área que contribuye al escurrimiento y que proporciona parte o todo el flujo de la corriente principal y sus tributarios. La cuenca de drenaje de una corriente está limitada por parteaguas, que es una línea imaginaria que divide a las cuencas adyacentes y distribuye el escurrimiento originado por la precipitación. (Fig. 21)

EL PARTEAGUAS.

Está formado por los puntos de mayor nivel topográfico y cruza las corrientes en los puntos más importantes las características fisiográficas de la cuenca. Entre estas se puede mencionar su área, pendiente, características del cauce principal, como su longitud y pendiente, elevación de la cuenca y red de drenaje.

Por otro lado una cuenca es una zona de la superficie terrestre en donde (si fuera impermeable) las gotas de lluvia que caen sobre ella tienden a ser drenadas por el sistema de corrientes hacia un mismo punto de salida.

Esta definición anterior se refiere a una cuenca superficial; asociada a cada una de éstas existe también una cuenca subterránea, cuya forma en planta es semejante a la superficial. De ahí las forma en planta es semejante a la superficial. De ahí la aclaración de que la definición es válida si la superficie fuera impermeable.

Desde el punto de vista de su salida, existen fundamentalmente dos tipos de cuencas: Endorreicas y Exorreicas. En las primeras el punto de salida de todos las corrientes están dentro de los límites de la cuenca y generalmente es un lago; en las segundas, el punto de salida se encuentra en los límites de la cuenca, donde todos los escurrimientos tienen una salida que esta en otra corriente o en el mar.

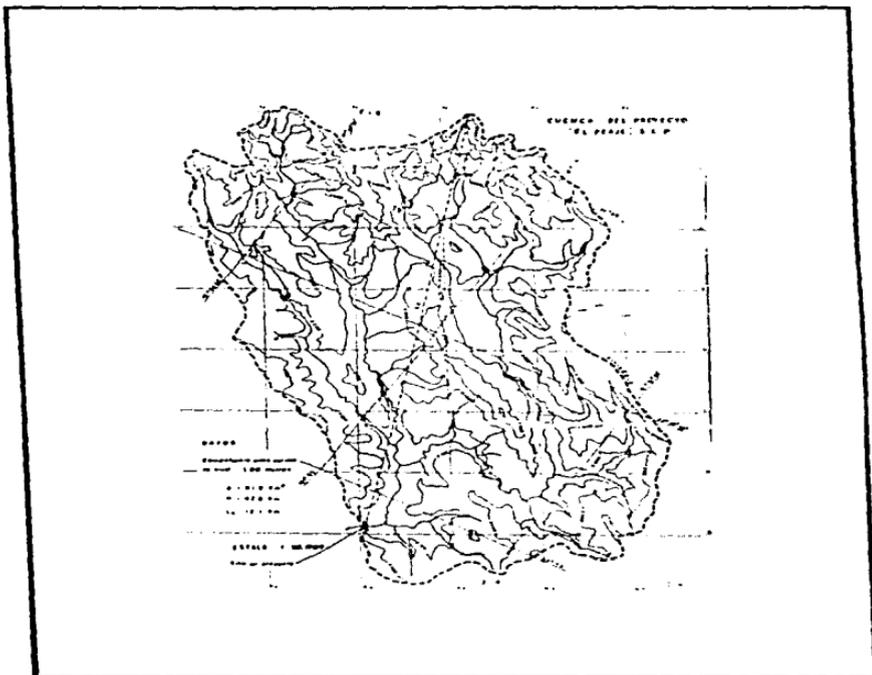
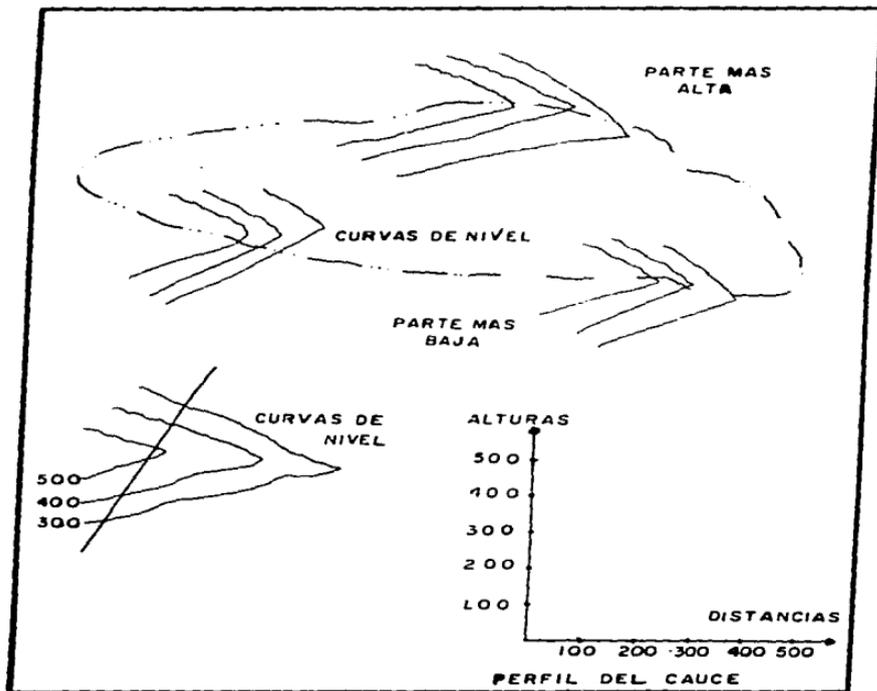


Fig. 2.1

Donde el método para delimitar el parteaguas se realiza por medio de una carta topográfica con ayuda de las curvas de nivel obteniéndose así un perfil que nos indicara los escurrimiento y los parteaguas.

Lo anterior puede definirse gráficamente y a groso modo de la siguiente manera:



4 PUNTOS IMPORTANTES PARA DELIMITAR EL TRAZO DE LA CUENCA.

- 1°. La divisoria corta ortogonalmente a las curvas de nivel y pasa por los puntos de mayor nivel topográfico.
- 2°. Cuando la divisoria va aumentando su altitud, corta las curvas de nivel por su parte convexa.
- 3°. Cuando la altitud de la divisoria va decreciendo corta a las curvas de nivel por la parte cóncava.
- 4°. Como comprobación la divisoria nunca corta a un arroyo o río, excepto en el punto de interés de la cuenca (salida).

Coefficiente de Compacidad

$$Cc = P/Pc = 0.282 P / \sqrt{A}$$

P = Perímetro de la cuenca Km

A = Área de la cuenca Km²

Relación de elongación

$$Re D/Lc = 1.1284 \sqrt{A} / Lc$$

Lc = Long. Cuenca

II. 2 CARACTERÍSTICAS FISIOGRAFICAS DE LA CUENCAS.

A continuación se describen las características fisiográficas más importantes de una cuenca. Posteriormente se aplicaran estos conceptos a un ejercicio práctico con la finalidad de exponer claramente cada uno de los conceptos.

ÁREA DE UNA CUENCA.

El Área drenada de una cuenca es el área de proyección horizontal encerrada en el partegua. Por lo general está área es determinada con la ayuda de un planímetro (aparato topográfico) y se expresa en Km², y las áreas pequeñas muchas veces son expresadas en hectáreas.

PENDIENTE DE UNA CUENCA.

Existen diversos criterios para valuar la pendiente de una cuenca, dependiendo del uso posterior que se le vaya a dar al resultado o bien al criterio que lo requiere. Los criterios más utilizados son los siguiente:

- 1.- Criterio de Alvard.
- 2.- Criterio de Horton.
- 3.- Criterio de Nash.

1. CRITERIO DE ALVARD.

Para obtener la evacuación que proporciona la pendiente de la cuenca por este criterio, se analiza primero 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 de su área tributaria es:

$$S_1 = D/W_1$$

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 se determina como:

$$W_1 = \frac{a_1}{L_1} \quad ; \quad a_1 = W_1 L_1$$

a_1 = área de la faja

L_1 = Longitud de la curva de nivel

Entonces la pendiente de la cuenca será el promedio de la pendiente de cada faja en relación con su área; por lo que si entonces consideramos "N" fajas tendremos lo siguiente:

$$S = \frac{DL_1}{a_1} + \frac{DL_2}{a_2} + \dots + \frac{DL_n}{a_n} \quad \frac{a_n}{A_n}$$

Ordenando la expresión anterior.

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

Por lo tanto la expresión fina queda $S_c = \frac{DL}{A}$

De donde:

A = Área de la cuenca en Km².

D = Desnivel entre curvas de nivel en Kilómetros.

L = Longitud de las curvas de nivel dentro de la cuenca en Kilómetros.

S = Pendiente de la Cuenca.

2. CRITERIO DE HORTON.

En este criterio se traza una malla de cuadrados sobre el plano del área de la cuenca en estudio, la cual conviene orientar el sentido de la corriente principal. Si la cuenca de 250 Km² o menor, se requiere por lo menos una malla de 5 cuadrados por lado; si la cuenca es mayor a 250 Km², deberá incrementarse el número de cuadros de la malla, ya que la aproximación del cálculo depende del tamaño de está. Obsérvese las características del cauce principal en la (Fig. 2.2) así sus respectivas elevaciones.

Una vez hecho lo anterior, 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.

La pendiente de la cuenca en cada dirección de la malla se obtiene con las siguientes expresiones.

$$S_x = \frac{N_x D}{L_x} \quad ; \quad S_y = \frac{N_y D}{L_y}$$

Donde:

D = Deseivel constante entre curvas de nivel.

L_x = Longitud total de las líneas de la malla en la dirección "x", comprendida 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.

S_x = Pendiente de la cuenca en la dirección x.

L_y = Longitud total de las líneas de la malla en la dirección "y" con las líneas de la malla en la dirección con las curvas de nivel.

S_y = Pendiente de la cuenca en la dirección "y".

Horton hace además la siguiente consideración la pendiente de la cuenca se puede determinar de la siguiente manera.

$$S_c = \frac{N \cdot D \cdot \text{Sec} \theta}{L}$$

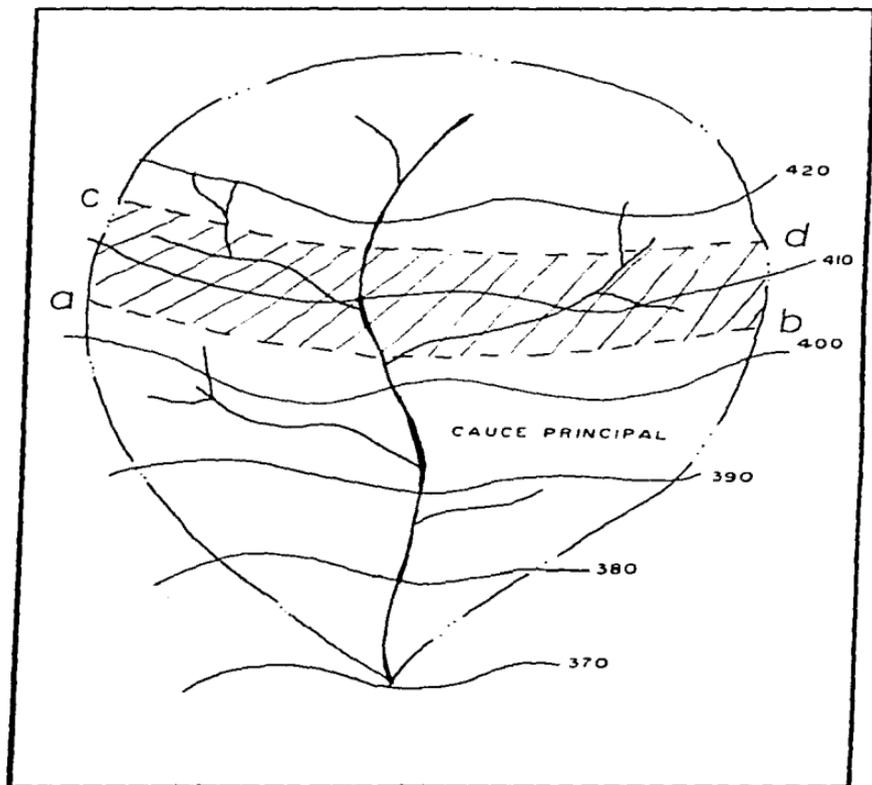


Fig. 22

Donde:

$$L = L_x + L_y$$

$$N = N_x + N_y$$

θ = Ángulo entre las líneas de la malla y las curvas de nivel.

Los valores de la Sec. θ son:

- Para fines prácticos Sec. $\theta = 1.5$
- Para fines de comparación Sec. $\theta = 1.0$

Horton recomienda la utilización de la siguiente tabla de calculo.

N° de la línea de la malla	Intersect. c/curvas		Longitud en Kilómetros	
	Nix	Ny	Lx	Ly
0				
1				
2				
.				
.				
.				
n				

3. CRITERIO DE NASH.

Análogamente al criterio de Horton, se requiere trazar una malla de cuadros sobre el plano topográfico de la cuenca, de manera que se obtengan aproximadamente de 100 intersecciones.

En cada intersección se mide la distancia mínima entre las curvas de nivel; la pendiente en ese punto se considera como la relación entre el desnivel y la mínima distancia media. Así, se calcula la pendiente de cada intersección y su media se considera la pendiente de la cuenca.

Cuando una intersección ocurre en un punto entre dos curvas de nivel del mismo valor la pendiente se considera nula y ese punto o esa intersección no se toma en cuenta para el cálculo de la media. (o la obtención del promedio) entonces:

$$S_c = \frac{\sum \text{Pendientes}}{\sum \text{Intersecciones}}$$

ELEVACIÓN DE UNA CUENCA.

La variación en elevación de una cuenca así como su elevación media, puede obtenerse con el método de las intersecciones. El plano topográfico de la cuenca se divide en cuadros de igual tamaño, considerando que por lo menos cien intersecciones estén comprendidas dentro de la cuenca. La elevación media de la cuenca se calcula como el promedio de las elevaciones de todas las intersecciones.

$$Emc = \frac{\Sigma \text{Elevación}}{\Sigma \text{intersección}}$$

Em = Elevación media de la cuenca.

RED DE DRENAJE.

Es el arreglo, o las trayectorias de los cauces de las corrientes naturales dentro de la cuenca. La forma de drenaje proporciona indicios de las condiciones del suelo y de la superficie de la cuenca.

Las características de una red de drenaje son las siguientes:

- 1) Orden de las corrientes.
- 2) Longitud de los tributarios.
- 3) Densidad de corrientes.
- 4) Densidad de drenaje.

Y donde las corrientes se clasifican de acuerdo al tiempo en que transporta agua:

- a) **Corriente efímera**: Solo lleva agua inmediatamente después de una precipitación.
- b) **Corriente intermitente**: Solo lleva agua en temporadas de lluvia.
- c) **Corriente perenne**: Lleva o contiene agua todo el año.

Como se observa en la (Fig. 2.3)

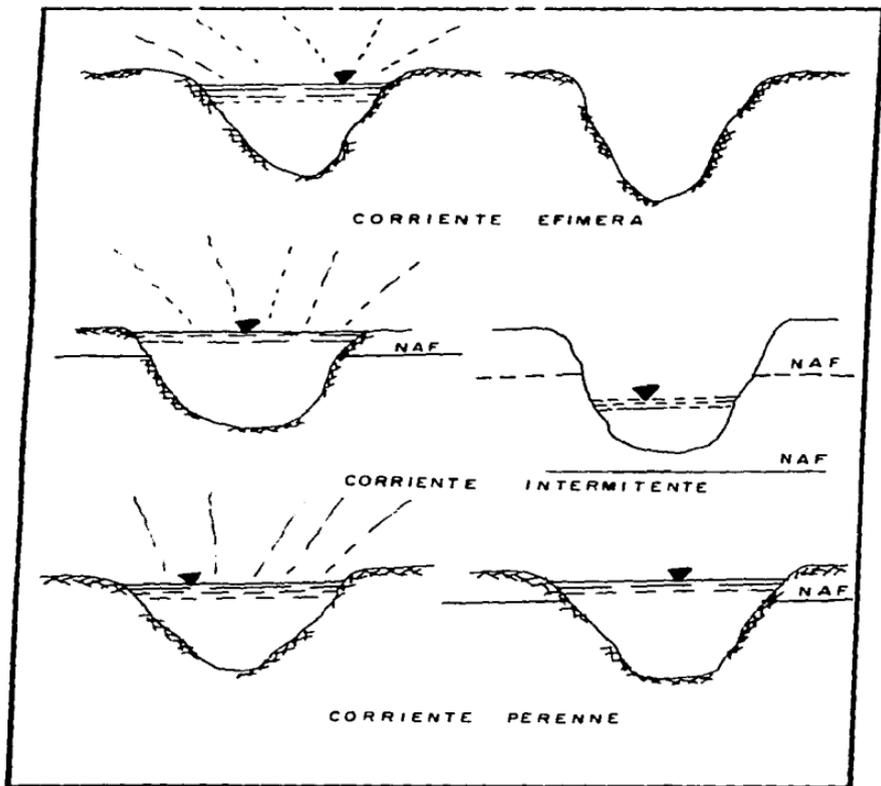


Fig. 23

1) ORDEN DE LAS CORRIENTES.

Es una clasificación que nos proporcionara el grado de bifurcación de una cuenca.

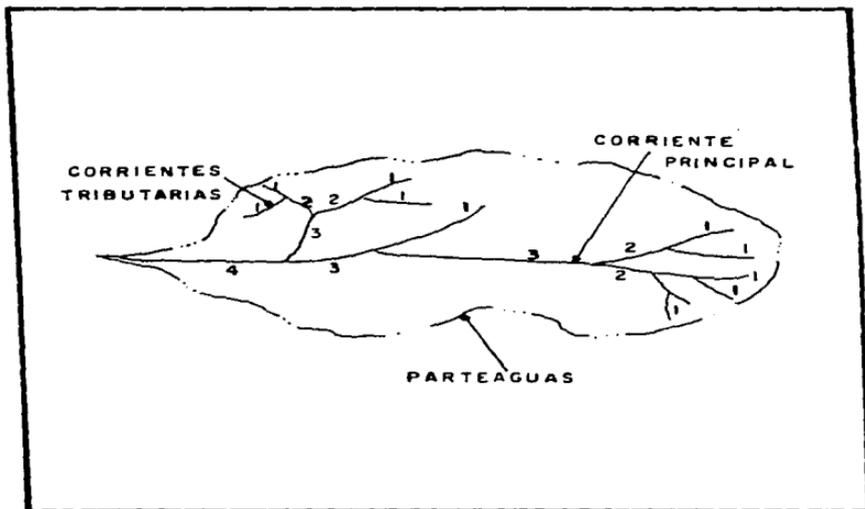
Clasificación:

Corrientes de orden uno.- No tiene tributarios.

Corrientes de orden dos.- Solo tiene tributarios de orden uno

Corrientes de orden tres.- Tiene dos o más tributarios de orden dos.

Nota.- Para esta clasificación solo se consideran corrientes perenes e intermitentes.



Donde la corriente es de orden 4.

Para una mejor comprensión de lo anterior véase la (Fig. 2.4)

2) LONGITUD DE TRIBUTARIOS.

En las áreas escarpadas y bien drenadas, pro lo general tienen numerosos tributarios pequeños, mientras que en las regiones planas, donde los suelos son profundos y permeables, se tienen tributarios largos, que generalmente son corrientes perenes.

3) DENSIDAD D CORRIENTES: (D_c)

Se define como el número de corrientes por unidad de área (perenes e intermitentes).

$$D_c = \frac{N_c}{A_c}$$

Donde: N_c - Número de corrientes de la cuenca.
 A_c - Área de la cuenca en Km²

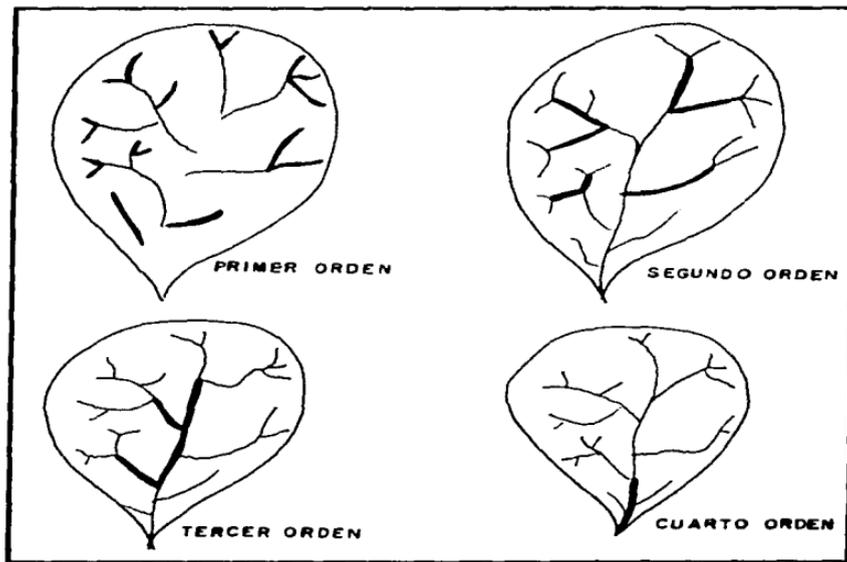


FIG. 2.4

4. DENSIDAD DE DRENAJE: (Dd)

Esta característica proporciona una información más real que la anterior, ya que se expresa como la longitud de las corrientes.

Por unidad de Área.

$$Dd = \frac{L}{Ac}$$

Donde.

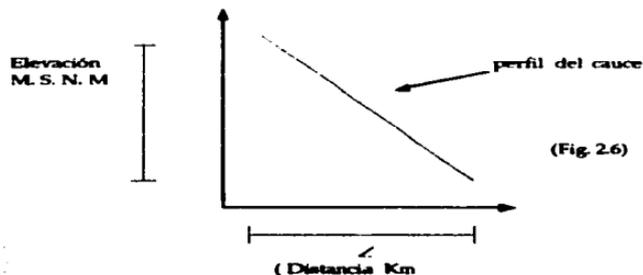
L = Longitud total de las corrientes, perennes e intermitentes dentro de la cuenca en Km.

Ac = Área de la cuenca en Km²

A continuación en la Fig. 2.5 se podrán observar los modelos más comunes de drenaje.

PENDIENTE DEL CAUCE PRINCIPAL

En general la pendiente media es igual al desnivel entre los extremos de la corriente dividida entre su longitud medida en planta.



$$S = H/L$$

Donde:

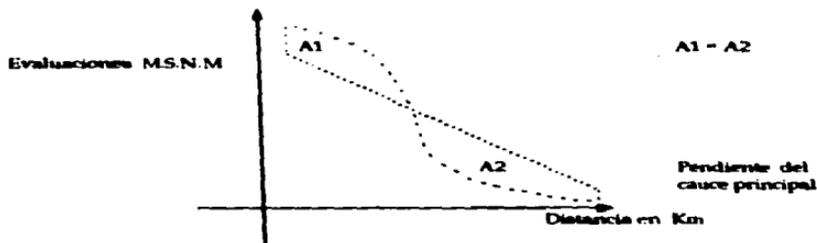
- S = Pendiente del tramo del cauce.
H = Desnivel entre los extremos del tramo del cauce en (m).
L = Longitud horizontal del cauce en (m).



MODELOS DE DRENAJE MAS COMUNES

Fig. 25

Otra forma de valuar la pendiente de un cauce es compensando al aceptarla como la pendiente de una línea que se apoya en el extremo final de tramo por estudiar; y cuya propiedad es contener la misma área abajo de ella como en su parte superior, respecto al perfil del cauce. (Fig. 2.7)



(Fig. 2.7)

Dentro de las formas para valuar la pendiente de un cauce, existe otra forma más real que las anteriores, esta es utilizando la ecuación que propone Taylor y Schwrz, 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 completo.

Si se subdivide el río en estudio, en "m" tramos iguales de longitud "Δx" se tiene que el tiempo de recorrido "ti" por cada tramo "y" es el siguiente:

$$V_i = \frac{\Delta x}{t_i} \text{ Por lo tanto } T_i = \frac{\Delta x}{V_i} \dots\dots\dots 1$$

Donde:

V_i = Velocidad media del tramo "i", la cual de acuerdo con "Chezy" la podemos expresar como:

$$V_i = C_i \sqrt{R_i S_i} = K \sqrt{S_i} \dots\dots\dots 2$$

Donde:

K = Constante que depende de la rugosidad y la forma del cauce.
 S_i = Pendiente del tramo "i"

Por lo tanto el recorrido será:

Sust. 2 en 1

$$t_i = \frac{\Delta x}{K\sqrt{S_i}} \dots\dots\dots 3$$

Pero: $\Delta x = \Delta x_1 + \Delta x_2 + \dots\dots\dots + \Delta x_n = L$
 $t_i = t_1 + t_2 + \dots\dots\dots + t_n = T$
 $S_i = S_1 + S_2 + \dots\dots\dots + S_n = S$

Quedando finalmente

$$T = \frac{L}{K\sqrt{S}} \dots\dots\dots 4$$

Donde:

- K = Constante que depende de la rugosidad y forma de la sección.
- L = Longitud total del tramo del río en estudio.
- S = Pendiente media del tramo del río en estudio.
- T = Tiempo total de recorrido.

Igualando 3 y 2

$$\frac{L}{K\sqrt{S}} = \sum_{i=1}^m \frac{\Delta x}{K\sqrt{S_i}} \quad \text{Pero tenemos que } L = \sum_{i=1}^m (\Delta x)$$

Por lo que finalmente:

$$\frac{\cancel{m} \cancel{\Delta x}}{K\sqrt{S}} = \sum_{i=1}^m \frac{\cancel{\Delta x}}{\cancel{K}\sqrt{S_i}}$$

$$\frac{m}{\sqrt{S}} = \sum_{i=1}^m \frac{1}{\sqrt{S_i}}$$

$$\sqrt{S} = \frac{m}{\sum_{i=1}^m \frac{1}{\sqrt{S_i}}}$$

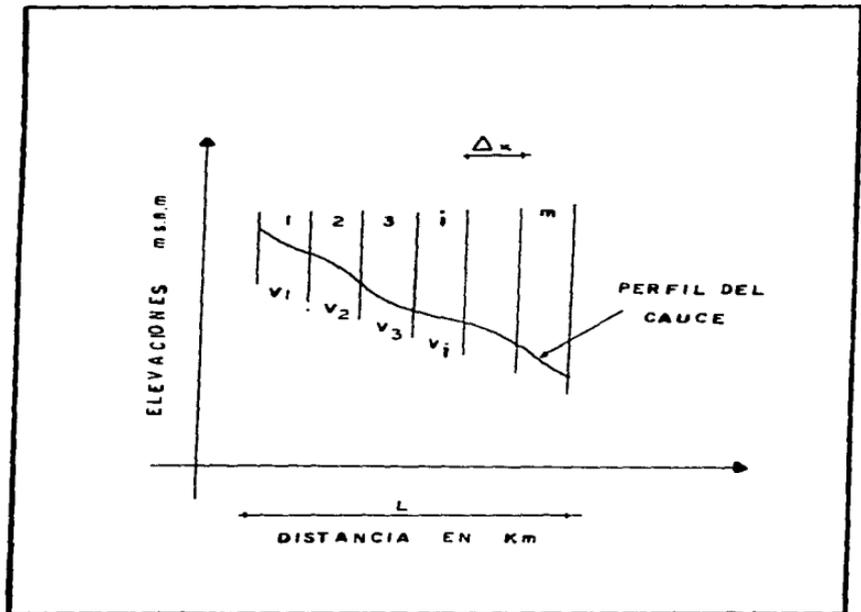
$$S = \left[\frac{m}{\frac{1}{\sqrt{S_1}} + \frac{1}{\sqrt{S_2}} + \dots\dots\dots + \frac{1}{\sqrt{S_m}}}} \right]^2$$

Donde:

- m - Número de segmentos iguales de los cuales se subdivide el tramo del río.
- S - Pendiente media del tramo en estudio.
- S_1, S_2, S_m - Pendiente de cada segmento y se calcula de acuerdo a la expresión

Observe la Fig. (2.7), (2.8) y (2.9)

Fig. (2.7) Pendiente principal del cauce.



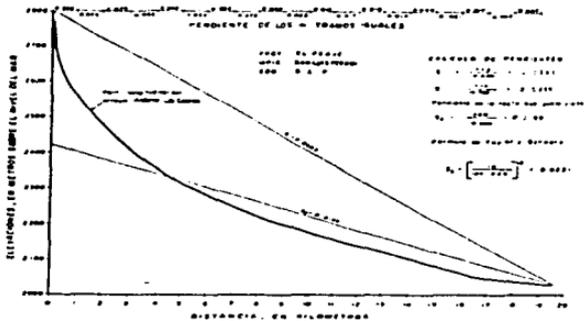


FIG. 2.8

CRITERIOS DE ESTIMACION DE LA PENDIENTE DEL CALICE PRINCIPAL



FIG 2.9

CAPÍTULO III PRECIPITACIÓN.

III.1 PRECIPITACIÓN

La precipitación es una componente fundamental del ciclo hidrológico y se ha tomado como inicio del análisis de dichas componentes. En este capítulo se explican las nociones de meteorología, con el fin de mostrar la diversidad de elementos que incluyen en la precipitación, lo que, en la mayoría de los casos, no permite generalizar métodos de análisis para zonas ajenas a los que los originó. Además se examinan diferentes métodos de procesamiento de los datos de precipitación para lograr su utilidad práctica.

ELEMENTOS DE HIDROMETEOROLOGÍA.

-NOCIONES DE METEOROLOGÍA.

DEFINICIÓN.

Meteorología es la ciencia que estudia los fenómenos que ocurren en la atmósfera, tales como viento, precipitación, temperatura, etc. El comportamiento de estos fenómenos en un determinado lugar y por un cierto tiempo se llama clima. La meteorología es una rama de la física, debido a que la atmósfera es una mezcla de gases, donde la interrelación entre temperatura, presión y volumen sigue las leyes de la dinámica y termodinámica. Además, están relacionadas con la geografía, ya que la latitud, altitud, localización y topografía de áreas de tierra y agua, afectan las características y distribución de los elementos meteorológicos sobre la superficie terrestre.

Por lo anterior se concluye que la meteorología es el estudio de todos los fenómenos atmosféricos. El estudio de los fenómenos relacionados con el agua atmosférica, que son los que interesan en la Ingeniería Hidrológica, se denomina hidrometeorología. Aun cuando están dentro de la meteorología, la hidrometeorología constituye por sí misma toda una ciencia.

A continuación se presentan las definiciones y conceptos necesarios para el planteamiento de algunos modelos simples de lluvia.

DEFINICIONES.

a) PRESIÓN ATMOSFÉRICA.

Es el peso de la columna vertical de aire que gravita sobre una de área, dividido entre dicha unidad de área.

La presión atmosférica se mide normalmente con aparatos que usan el mismo principio que el de Torricelli; (véase Fig. 3.1) entre mayor sea la presión atmosférica, mayor será la altura h de la columna que se alcance en el tubo. Al nivel del mar, esta columna alcanza una altura de aproximadamente $h = 760$ mm Hg. La altura h se usa como unidad de presión. Otras unidades de presión atmosférica muy usadas son el bar (1 bar = 760 mm Hg), la atmósfera (1 atm = 1.033 Kg/cm²) y el Kg/cm². Un bar se define como la presión que existe en promedio al nivel del mar, con una temperatura de 0° C. Existe una convención internacional que estipula que la presión estándar o de referencia sea la que tiene al nivel del mar y con una

temperatura de 15 °C (como se observa en la siguiente referencia) “ (y)” que es de 1013.2 mb (1 bar = 1000 mb, donde: mb = milibares).

$$P = 1013.2 \left[\frac{298 - 0.0065 Z}{298} \right]^{5.256} \dots\dots\dots 1$$

Donde:

- Z = Altitud sobre el nivel del mar en m.
- P = Presión en mb.

b) PRESIÓN DE VAPOR.

La atmósfera está formada por una gran cantidad de elementos, como son hidrógeno, oxígeno, dióxido de carbono, etc. Desde el punto de vista de la ingeniería hidrológica, el componente más importante es, desde luego, el agua, en forma sólida, líquida y, especialmente, gaseosa, a pesar de que el agua líquida y el hielo juntos no pasan, en promedio, del 1% del volumen de la atmósfera y el vapor de agua no representa más del 4%.

La calidad de vapor de agua contenida en el aire se expresa como la presión que ejercería si todos los otros gases estuvieran ausentes; esto es, como el peso de una columna de vapor por unidad de área, al cual se conoce como presión de vapor. Para una temperatura y presión dadas, siempre hay una cantidad máxima de vapor, se dice que está saturada y la temperatura existente en ese momento se denomina punto de rocío.

La presión de vapor de saturación es la presión de vapor que existe en una masa de aire cuando está saturada. Se puede relacionar con la presión de vapor que se tiene en un momento dato mediante la ecuación (referencia 2).

$$De = ew - 0.00066 Pa (Ta - Tw) (1 + 0.00115 Tw) \dots\dots\dots 2$$

Donde:

- ed = Presión saturación correspondiente a un punto de rocío. Td.
- Ta = Temperatura real del aire, medida con un termómetro común (También llamado de bulbo seco).
- Tw = Temperatura medida con un termómetro que tiene el depósito de mercurio cubierto con una franela húmeda (o termómetro de bulbo húmedo).
- ew = Presión de vapor correspondiente.

Ta se conoce normalmente como temperatura de bulbo seco y Tw como temperatura de bulbo húmedo. Las temperaturas se miden en °C y las presiones en cualquier unidad.

c) HUMEDAD RELATIVA.

Esta es la relación entre la presión de vapor real y la de saturación, expresada en un porcentaje: (referencia 3)

$$Hr = 100 \frac{e_a}{e_d} \dots\dots\dots 3$$

Donde:

- e_a = Presión de vapor de real.
- e_d = Presión de vapor de saturación
- Hr = Humedad relativa den %.

La humedad relativa se mide por medio del higrógrafo, cuyo órgano sensible está constituido por un haz de cabellos de mujer joven y rubia, la longitud de los cuales varía sensiblemente con el grado de humedad (referencia (2)). La humedad relativa se relaciona con la presión de vapor y la temperatura con la gráfica mostrada en la Fig. 3.2.

d) HUMEDAD CONSTANTE.

Es la masa de vapor de agua contenida en una unidad de volumen de aire: (referencia 4).

$$Pv = \frac{\text{masa de vapor}}{\text{Volumen de aire}} = \frac{Mv}{V} \dots\dots\dots 4$$

Donde:

Pv = humedad absoluta, también llamada densidad de vapor concentración de vapor.

e) HUMEDAD ESPECÍFICA.

Se define como la relación entre la masa de vapor y la de aire húmedo (aire + vapor): (referencia 5).

$$Hs = q = \frac{Mv}{M_a + Mv} = \frac{Pv}{P_a + P_u} = \frac{Pv}{P} \dots\dots\dots 5$$

Donde:

- Hs ó q = Humedad específica.
- M_a = Masa del aire seco.
- P_a = Densidad del aire seco.
- P = Densidad del aire húmedo.

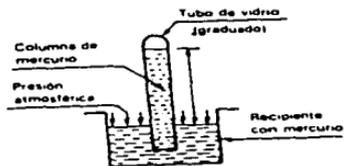


Fig. 3.1 Experimento de Torricelli

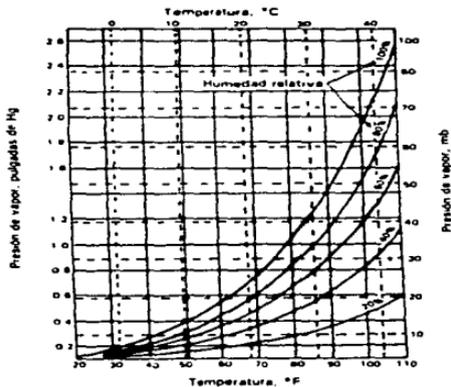


Figura 3.2

PRECIPITACIÓN.

a) DESCRIPCIÓN DEL FENÓMENO.

Precipitación es el agua que recibe la superficie terrestre en cualquier estado físico proveniente de la atmósfera. Para que se origine la precipitación debe previamente producirse la condensación del vapor atmosférico y esto generalmente sucede por enfriamiento de una parte de la atmósfera.

b) TIPOS DE PRECIPITACIÓN.

De acuerdo con los fenómenos meteorológicos que les dan nacimiento o que las acompañan, se pueden dividir las precipitaciones en tres clases:

- B.1 Precipitación por convección.
- B.2 Precipitación orográfica.
- B.3 Precipitación ciclónica o de frente.

B.1 PRECIPITACIÓN POR CONVECCIÓN.

Cuando en tiempo tranquilo es aire, saturado o no, en la vecindad del suelo es calentado por la radiación solar (directamente pero, sobre todo, indirectamente por intermedio del suelo), se dilatan y elevan en el centro numerosas "células de convección" que se forman poco a poco. En el curso de su ascenso, se enfrían según el gradiente "adiabático seco" (1°C por 100m), o saturado (del orden de 0.5°C por 100m) según el caso considerado y alcanza su punto de condensación a una altura llamada nivel de condensación. Hay entonces, a partir de ese nivel, formación de nubes llamadas "cúmulos", y si la corriente de convección vertical inicial es intensa y puede continuar suficiente tiempo, se concibe que el sistema nuboso así formado puede alcanzar una zona donde reina una temperatura bastante baja o un grado de turbulencia bastante fuerte y puede desatar la lluvia. Es precipitaciones, llamadas por "convección", resultan, pues, de truenos y vientos locales, consisten enteramente en lluvias y ocasionalmente granizo. véase (Fig. 3.3a)

Estas precipitaciones son características de las regiones ecuatoriales donde, a consecuencia de la debilidad habitual de los vientos, los movimientos del aire son esencialmente verticales, en esas regiones las nubes se forman en el curso de la mañana bajo la acción de la insolación intensa, y dan por la tarde o al anochecer violentos aguaceros acompañados de relámpagos y truenos; más tarde, en la noche, las nubes se disuelven en la atmósfera y, al salir el sol, el cielo está generalmente claro; ese proceso produce la mayor parte de los 2500 mm de lluvia que caen anualmente, en promedio, en la vecindad del ecuador.

Precipitaciones de convección tienen lugar igualmente en la zona templada en los períodos calientes, casi únicamente bajo la forma de tempestades de verán o locales y violentas.

B.2 PRECIPITACIÓN OROGRÁFICA.

Cuando los vientos cargados de humedad - soplando ordinariamente del océano a tierra - encuentra una barrera montañosa o pasan de la zona de influencia de un mar relativamente caliente a la de vastas extensiones de suelo más frío, las masas de aire húmedo tienen tendencia a elevarse y el estado de calma relativa que de ello resulta, produce un entumamiento que puede alimentar la formación de una cobertura nubosa y desatar precipitaciones.

Esas precipitaciones, llamadas "orográficas", se presentan bajo la forma de lluvia o de nieve en las vertientes de la barrera montañosa que están del lado de donde sopla el viento; son muy irregulares en importancia y localización y en ocasiones dependen de las grandes perturbaciones ciclónicas. véase (Fig. 3.3 b).

Así como la interpretación de un flujo luminoso por un cuerpo opaco da una sombra, la obstrucción producida en el trayecto de las masas de aire húmedo por un macizo montañoso, engendra sobre la vertiente que está del lado opuesto a donde sopla el viento una zona de pluviosidad relativamente débil, el aire que desciende sobre esa vertiente se calienta por comprensión, su humedad relativa disminuye y puede aun resultar de ello un régimen de vientos secos y calientes que dan nacimiento a zonas semiáridas.

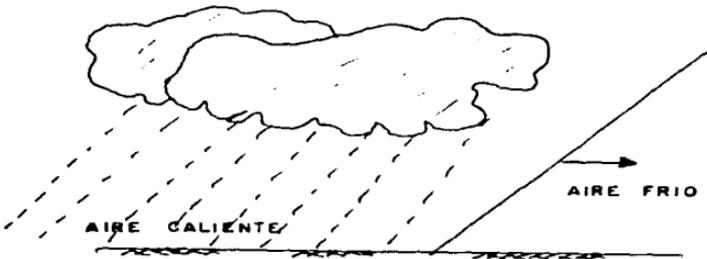
B.3 PRECIPITACIÓN CICLÓNICA.

La precipitación ciclónica está asociada al paso de ciclones y está ligada con los planos de contacto (superficies frontales) entre masas de aire de diferentes temperaturas y contenidos de humedad. Esta precipitación puede ser no frontal y puede ocurrir donde exista una depresión barométrica. El levantamiento del aire se origina por convergencia horizontal del mismo hacia una zona de baja presión.

La precipitación frontal es originada por el levantamiento del aire caliente sobre el frío. Este levantamiento puede ocurrir cuando el aire caliente se mueve sobre el frío, o cuando el aire frío se mueve bajo el caliente; si ocurre lo primero se dice que se tiene un frente caliente y si ocurre lo segundo, un frente frío.

La precipitación producida por un frente caliente se distribuye sobre originada por un frente frío es intensa y de corta duración, generalmente se distribuyen cerca de la superficie frontal.

En la Fig. (3.4) se muestra una idealización de un ciclón extratropical en sección vertical, en el corte B-Bi indican del lado izquierdo la forma como el aire frío desplaza al caliente originándose un frente frío, y en el lado frío, es levantado, formándose un frente caliente o para una mejor comprensión obsérvese el ciclo de vida de un ciclón frontal en la Fig. (3.5).



PRECIPITACIÓN POR CONVECCIÓN
Fig. (3.3a)



PRECIPITACIÓN OROGRÁFICA
Fig. (3.3b)

III. 2.1 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 el cual se recoge el agua producto de la lluvia u otro tipo de precipitación, registrando su altura. Los aparatos de medición se clasifican de acuerdo con el registro de las precipitaciones en pluviómetros y pluviógrafos.

En la República Mexicana se disponen de aproximadamente 2000 pluviómetros y 300 pluviógrafos. Estos aparatos están operados, principalmente, por la Secretaría de Recursos Hidráulicos, la Comisión Federal de Electricidad, la Secretaría de Agricultura y Ganadería, el servicio de Meteorología Nacional y la Comisión Internacional de Límites y Aguas.

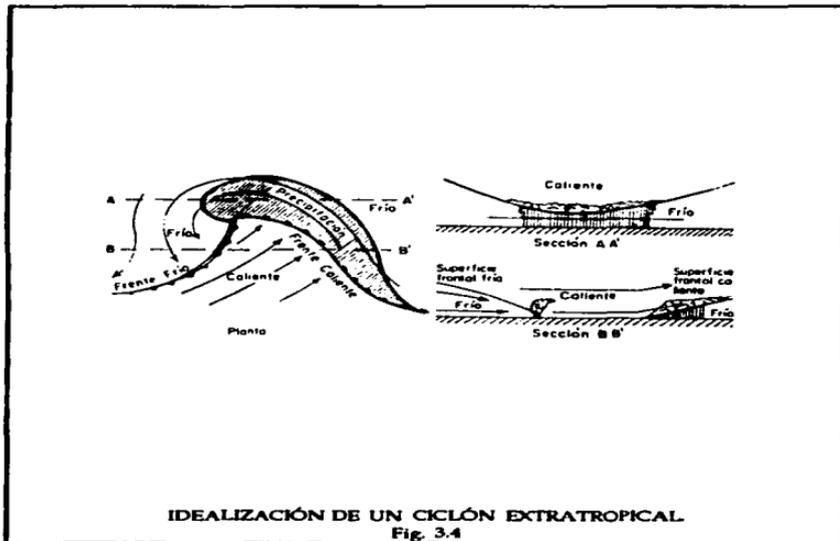




Fig. 3.5

Ciclo de vida de un ciclón frontal en el hemisferio norte: (A) superficie frontal entre masa de aire frío y caliente; (B) principio de formación de una ola; (C) circulación ciclónica y desarrollo de la ola; (D) el frente frío que se desplaza a mayor velocidad persigue el frente cálido y reduce el sector cálido; (E) el sector cálido es eliminado y el ciclón comienza a disiparse. (U. S. National Weather Service).

- PLUVIÓMETRO.

Consiste en un recipiente cilíndrico de lámina de aproximadamente 20 cm de diámetro y de 60 cm de alto. la tapa del cilindro es un embudo receptor, el cual se comunica con una probeta de sección diez veces menor que la de la tapa (fig. 3.5).

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; generalmente se acostumbra hacer una lectura cada 24 horas.

- PLUVIÓGRAFO.

Por medio de este aparato se lleva un registro de altura de lluvia contra tiempo. Los más comunes son de forma cilíndrica y el embudo receptor está ligado a un sistema de flotadores, que originan el movimiento de una aguja sobre un papel registrador montado en un sistema de reloj (fig. 3.7a y 3.7b) 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 (Fig. 3.8).

Utilizando el pluviógrafo se conoce la intensidad de precipitación i , que se define como la altura de precipitación entre el tiempo en que se originó.

Los registros de pluviógrafos se pueden transformar y obtener el hietograma de la diversas tormentas medidas. El hietograma 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, siguiendo ciertas convenciones que posteriormente se indicarán.

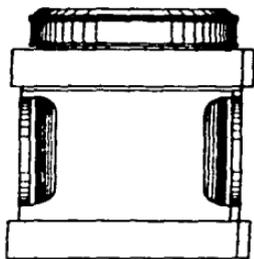


Fig 3.6 Pluviómetro

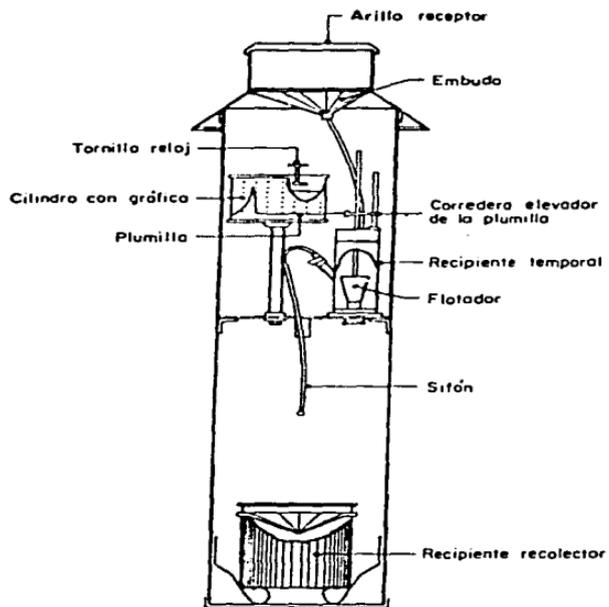
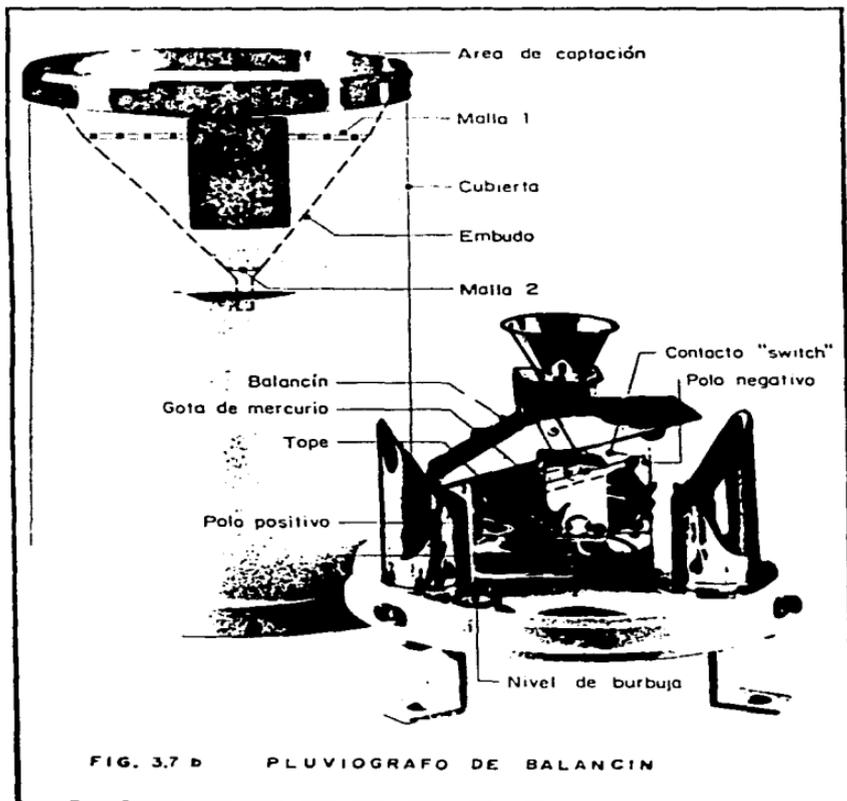


FIG. 3.7 a PLUVIOGRAFO DE FLOTADOR CON SIFÓN



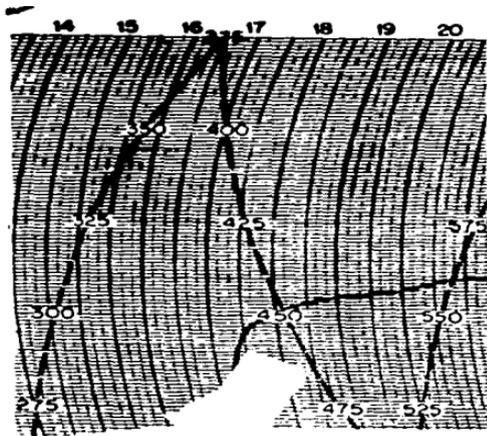


Fig 3.8 Registro de un pluviógrafo

Ejemplo 3.1

Obtener el histograma de una tormenta cuyo registro aparece en la fig. 3.9(a). En la Tabla 3.1, columnas 1 y 2, se tiene el mismo registro tabulado cada dos horas.

Para mostrar la variación del histograma respecto a diferentes intervalos de tiempo, en la tabla 3.1 se hace el análisis para intervalos de 2, 4, 5, y 12 h, calculando para cada intervalo la altura de lluvia registrada en ese lapso. Como se observa, para calcular el histograma para un intervalo de 12h se tiene la misma información que si solo se dispusiera de un pluviómetro. Conforme disminuye el intervalo de tiempo, el histograma se aproxima más a la variación real de la lluvia. (fig. 3.9 b, c, y d).

Tabla 3.1 Cálculo del histograma de una tormenta.

Hora	Altura de lluvia, h (mm)	Variación hp para $\Delta t = 2h$	Variación hp para $\Delta t = 4h$	Variación hp para $\Delta t = 6h$	Variación hp para $\Delta t = 12h$
0	0				
		5			
2	5		8		
		3		18	
4	8				
		10			
6	18		21		39
		11			
8	29			21	
		7			
10	36		10		
		3			
12	39				

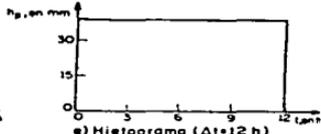
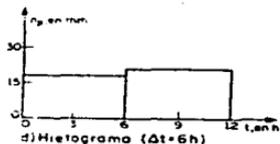
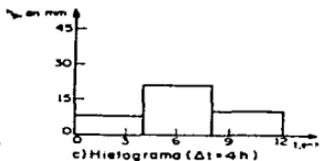
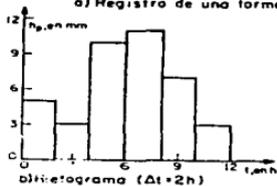
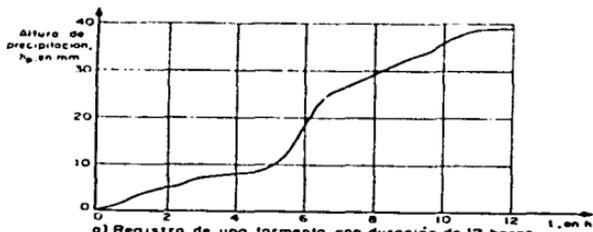


Fig. 3.9 Determinación del histograma de una tormenta

Al usar intensidades en lugar de alturas de lluvia, el área bajo el histograma representa la altura, siendo el cálculo similar al descrito.

Actualmente se emplean pluviómetros de registro directo en una magnética pudiendo combinarse la recopilación de datos con el uso de las máquinas electrónicas. Aun más, se están empleando aparatos que transmiten directamente sus registros a una estación central, sin que se registren en los radar con el objeto de determinar el área de la distribución de la intensidad de precipitación, combinado con estaciones pluviométricas o pluviográficas.

Para conocer la distribución y la precipitación media de una tormenta en una determinada zona, se requiere de varias estaciones pluviométricas o pluviográficas, localizadas convenientemente. Fig. (3.10)



Fig 3.10 Cuencas de los ríos Papagayo y Omitlán, Gro. mostrando las estaciones pluviográficas existentes

III.3 ANÁLISIS DE DATOS DE PRECIPITACIÓN.

TÉCNICAS DE ANÁLISIS DE LOS REGISTROS DE LLUVIA.

PRECIPITACIÓN MEDIA SOBRE UNA ZONA.

En muchos problemas hidrológicos se requiere conocer la altura de precipitación media en una zona, ya sea durante una tormenta, una época del año o un período determinado de tiempo. Para hacerlo se tienen 3 criterios.

a) PROMEDIO ARITMÉTICO.

Para calcular la altura de precipitación media en una zona empleando el promedio aritmético, 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 la forma como está localizadas y de la distribución de la lluvia estudiada. Es el criterio más impreciso, pero es el único que no requiere del conocimiento de la localización de las estaciones en la zona en estudio.

Ejemplo 3.2

Determinar la altura de precipitación media en la cuenca de los ríos, Papagayo y Omitlán, Cerrero, usando el promedio aritmético, para una tormenta que duro 24 horas.

La cuenca así como las alturas de lluvia registrada durante 24 horas en las estaciones, se muestran en la fig. 3.11.

En este caso:

$$\text{hpm} = \frac{54 + 53 + 43 + 64 + 102 + 144}{6} \dots\dots\dots(3.1)$$

$$\text{hpm} = 76.7 \text{ mm}$$

b) MÉTODO DE THESSEN.

En este criterio, es necesario conocer la localización de las estaciones en la zona bajo estudio, ya que para su aplicación se requiere delimitar la zona de influencia de cada estación dentro del conjunto. Para determinarla, primero se trazan triángulos que ligan las estaciones más próxima entre si (fig. 3.11). A continuación se trazan líneas bisectoras perpendiculares a los lados de los triángulos, las cuales forman una serie de polígonos; cada un de ellos contiene una estación.

Cada polígono es el área tributaria de cada estación. Entonces, la altura de precipitación media es:

$$h_{pm} = \frac{\sum_{i=1}^n h_{pi} A_i}{A} = \sum_{i=1}^n h_{pi} \frac{A_i}{A}$$

Donde:

A = Área de la zona, en km²

A_i = Área tributaria de la estación *i*, en Km²

h_{pi} = Altura de precipitación registrada en la estación *i*, en mm.

h_{pm} = altura de precipitación media en la zona en estudio, en mm.

n = Número de estaciones localizadas dentro de la zona.

Ejemplo 3.3

Obtener la altura de precipitación media en la cuenca de los ríos Papagayo y Ormitar, Guerrero, aplicando el método de Thiessen, para una tormenta que duró 24 horas.

En la fig. 3.11 se muestra el trazo de los polígonos de Thiessen para la cuenca en estudio, así como la altura de precipitación registrada en las diversas estaciones durante la tormenta. Para aplicar el método se elabora la tabla 3.2. A partir de los valores de la tabla 3.2 y utilizando la ec. 3.2, se obtiene:

$$h_{pm} = \frac{555270}{7345} = 75.6 \text{ mm}$$



Fig. 3.11 Cuencas de los ríos Papagayo y Omilán, Gro. Polígonos de Thiessen

Tabla 3.2 Ordenamiento del cálculo para usar el método de Thiessen

Estación	Altura precipitación (mm) (P_{01})	Área polígono Thiessen (km^2) (A_1)	$\text{kg. A. (mm}^2\text{)}$
Santa Bárbara	56	1244	67176
San Vicente	53	837	44361
Chigüelcingo	43	993	42785
Llanos Grandes	66	1888	120832
Estocame	102	1494	152388
Parota	146	887	127728
Suma		7345	555,270

c) MÉTODO DE ISOYETAS.

Para emplear este criterio se necesita 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 (Fig. 3.12). Este método es el más exacto pero requiere de un cierto criterio para trazar el plano de isoyetas. Se puede decir que si la precipitación es de tipo orográfico, las isoyetas tenderán a seguir una configuración parecida a las curvas de nivel. Por supuesto, entre mayor sea el número de estaciones dentro de la zona en estudio, mayor será la aproximación con la cual se trace el plano de isoyetas.

Para calcular la altura de precipitación media en una determinada zona, se usa la ec. 3.2, pero en este caso A corresponde al área entre isoyetas, y

H_{pi} = altura de precipitación media entre dos isoyetas;

n = número de tramos entre isoyetas.

Ejemplo 3.4

Obtener la altura de precipitaciones media en la cuenca de los ríos Papagayo y Omitlán, Cerrero, usando el método de las isoyetas para una tormenta que duro 24 horas.

En la fig. 3.12 se tiene el plano de isoyetas de la cuenca, así como la altura de precipitación registrada en las diversas estaciones para esa tormenta, para aplicar este método se construyo la siguiente tabla (3.3).

Sustituyendo los valores obtenidos en la tabla 3.3 en la ec. 3.2, se obtiene:

$$h_{pm} = \frac{537663}{7345} = 73.2 \text{ mm}$$

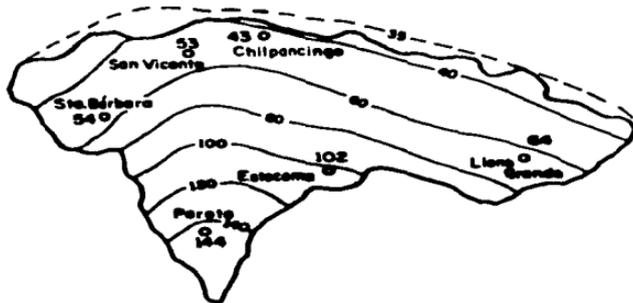


Fig 3.12 Cuencas de los ríos Papagayo y Omitlán, Gro.
Plano de isoyetas

Tabla 3.3 Ordenamiento del cálculo para usar el método de las isoyetas

Isoyetas	Altura de precipitación (mm) h_p	Área entre isoyetas (km^2) A_i	$h_p \cdot A_i$ (mm km^2)
140 - 120	130	335	50250
120 - 100	110	397	51610
100 - 80	90	602	66220
80 - 60	70	1142	102780
60 - 40	50	1667	116690
40 - 35	37,5	2403	120150
Suma		7345	29963

CURVAS INTENSIDAD - DURACIÓN - PERÍODO DE RETORNO.

Las características de precipitación en una cuenca pequeña están dadas por las curvas Intensidad - Duración - Período de Retorno, que relacionan la intensidad de las precipitaciones con el intervalo de tiempo que dura, y con el período promedio que transcurre entre dos precipitaciones de intensidad igual o mayor que la considerada.

Para definir las curvas es necesario contar con el registro de un pluviógrafo instalada de preferencia dentro de la cuenca en estudio, y que tenga un período suficiente grande de registro, de acuerdo con la vida útil de la obra y el período de retorno de diseño que se considere. Generalmente se acepta que se pueden obtener resultados confiables usando métodos probabilísticos para períodos de retorno de hasta el doble del intervalo de tiempo cubierto por los registros, aunque en la práctica se amplía mucho más la aplicación de estos métodos.

Del análisis de los registros mencionados se obtienen las intensidades máximas anuales correspondientes a cada duración, las cuales se ordenan de mayor a menor y se calculan sus correspondientes períodos de retorno empíricos mediante la fórmula de Weibull:

$$T = \frac{n + 1}{m} \dots\dots\dots(3.3)$$

Donde:

- T = Período de retorno, en años
- n = Número de años de registro.
- m = Número de orden de la precipitación.

Existen diferentes métodos estadísticos aplicables al análisis de frecuencias de lluvias, pero el más ampliamente usado en la actualidad es el de Gumbel, al cual nos referiremos a continuación.

Para realizar el análisis de frecuencia, para cada una de las duraciones, se supone que los valores máximos anuales representan a una población con una distribución de probabilidad de Gumbel F(i) dada por la siguiente expresión:

$$\text{Probabilidad de que } (I \leq i) = F(i) = e^{-\frac{i^a}{c}} \dots\dots\dots(3.4)$$

Donde:

- I = Variable aleatoria que representa la intensidad de la lluvia.
- i = Valores de la intensidad de lluvia.
- e = Base de los logaritmos naturales.
- a, c = Parámetros.

Por otra parte, si un evento hidrológico l igual o mayor que i ocurre en T años, la probabilidad $P(l \geq i)$ es igual a 1 en T casos ósea:

$$P(l \geq i) = \frac{1}{T} \dots\dots\dots(3.5)$$

La probabilidad de que l se menor o igual que i es el complemento de la anterior, ósea:

$$1 - P(l \leq i) = \frac{1}{T} \dots\dots\dots(3.6)$$

De donde:

$$P(l \leq i) = 1 - \frac{1}{T} \dots\dots\dots(3.7)$$

Sustituyendo esta expresión en la (2.3) se obtiene:

$$1 - \frac{1}{T} = e^{-\frac{i^c}{S}} \dots\dots\dots(3.8)$$

Para ajustar la función 3.8 a los datos de la muestra, se iguala la media (μ) de la función de Gumbel a la media (\bar{i}) de los valores registrados y la desviación estándar (T) de la función a la correspondiente (S) de los datos.

Las fórmulas utilizados son las siguientes, en las cuales N es el número de observaciones.

$$\bar{i} = \frac{\sum_{i=1}^n ij}{N} \dots\dots\dots(3.9)$$

$$S = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (ij - \bar{i})^2}{N - 1}} \dots\dots\dots(3.10)$$

$$C = \sqrt{\frac{6}{\pi}} \quad S = 0.780 \mu \dots\dots\dots(3.11)$$

$$a = 0.577C - \bar{i} \dots\dots\dots(3.12)$$

Para cada serie de valores de "i" asociados a una misma duración se obtiene un par de valores correspondientes a los parámetros "a" y "c", los cuales definen la función que mejor se ajusta a cada serie de datos. Estos valores se sustituyen en la ecuación 3.8, así como el valor del Período de Retorno de Proyecto, con lo cual se pueden determinar los valores de la intensidad de precipitación asociada a cada duración y al período de retorno considerado.

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

$$i = \frac{A}{d + B} \dots\dots\dots(3.13)$$

Donde:

- i - Intensidad de precipitación (mm/hr)
- d - Duración de la tormenta (mm)
- A y B - Parámetros.

Para determinar los valores de los parámetros A y B de la fórmula (3.13) se utiliza el siguiente par de ecuaciones derivada del método de ajuste por mínimos cuadrados.

$$A = \frac{N \sum d_j^2 - \left(\sum d_j \right)^2}{N \sum \frac{1}{d_j} - \sum d_j \sum \frac{1}{d_j}} \dots\dots\dots(3.14)$$

$$B = \frac{A \sum \frac{1}{d_j} - \sum d_j}{N} \dots\dots\dots(3.15)$$

Ejemplo 3.5

Obtener las curvas Intensidad - Duración - Período de retorno correspondiente a la estación pluviográfica de León Guanajuato; por períodos de retorno de 5 y los años.

En la tabla 3.4 se anotan los valores de las precipitaciones máximas anuales registradas en la estación.

Tabla 3.4 Registro histórica de la precipitaciones máximas anuales (mm).

AÑO	D U R A C I O N (Min.)					
	5	10	20	30	60	120
1945	4.5	7.2	12.1	14.5	19.1	26.7
1946	4.0	7.0	12.0	16.5	27.6	31.5
1947	10.0	20.0	30.5	33.0	36.0	38.9
1948	14.0	21.0	27.0	32.0	35.3	40.4
1950	3.5	6.0	9.9	13.7	23.1	24.0
1951	5.0	7.0	8.0	9.0	12.0	15.0
1952	7.0	11.5	20.0	22.8	30.5	32.7
1954	15.0	24.0	33.0	40.0	43.2	45.7
1955	5.5	10.0	17.0	21.5	32.5	35.1
1956	5.5	10.5	20.0	24.5	27.0	29.5
1957	10.0	14.0	21.0	23.3	29.0	33.4
1958	5.5	7.5	11.1	14.7	21.5	27.6
1959	15.0	22.3	31.8	37.1	37.7	38.9
1960	10.0	18.0	30.0	32.0	35.0	38.6
1969	10.0	20.0	21.0	22.0	23.5	25.0
1970	10.0	17.0	27.0	28.5	33.0	37.2
1971	10.0	20.0	24.0	27.0	31.5	35.6
1972	5.5	11.0	21.0	25.0	32.2	34.1
1973	10.0	17.0	19.0	20.3	24.0	31.5

Dividiendo los valores de la precipitación entre su duración correspondiente se obtienen los de las intensidades máximas, los cuales aparecen en orden decreciente en la tabla 3.5.

Para la Columna Φ 1hr = 60 min.

" " 5 min.

$\pi = 0.003$ Por lo tanto

El valor máximo de la tabla 2.4 (15.0) convertido a

mm/hr es 180 es decir.

$$\frac{15}{0.0083} = 180$$

Tabla 2.5 Intensidades máximas anuales, y (mm/hr)

RANGO (a)	DURACION, t_d (min.)						Período de retorno años (T)
	5	10	20	30	60	120	
1	180.0	144.0	99.0	80.0	43.2	22.9	20.0
2	180.0	133.8	95.4	74.2	37.7	20.2	10.0
3	164.0	124.0	91.5	64.0	34.0	19.5	6.7
4	120.0	120.0	90.0	64.0	35.3	19.5	5.0
5	120.0	120.0	81.0	64.0	35.0	19.3	4.0
6	120.0	120.0	81.0	57.0	33.0	18.6	3.3
7	120.0	108.0	77.0	54.0	32.5	17.8	2.9
8	120.0	102.0	63.0	50.0	32.3	17.4	2.5
9	120.0	102.0	63.0	49.0	31.5	17.1	2.2
10	120.0	84.0	63.0	44.6	30.5	16.7	2.0
11	84.0	89.0	60.0	45.8	29.0	16.4	1.9
12	64.0	66.0	60.0	44.0	27.4	15.6	1.7
13	66.0	63.0	57.0	43.0	27.0	15.6	1.5
14	66.0	60.0	51.0	40.6	24.0	14.8	1.4
15	64.0	45.0	34.3	33.0	23.5	13.8	1.3
16	60.0	43.2	34.0	29.4	23.1	13.4	1.2
17	54.00	42.0	33.3	29.0	21.5	12.5	1.2
18	48.0	42.0	29.7	27.4	19.1	12.0	1.1
19	42.0	34.0	24.0	18.0	12.0	7.5	1.1
Σ 1	1,920.0	1,476.0	1,186.2	915.0	551.8	310.9	

Aplicando Las fórmulas 3.9 a 3.12 a estos datos, se obtienen los valores de "i", "S", "c" y "a" para cada duración, los cuales se indican en la tabla 3.6.

Tabla 3.6 Ordenamiento del cálculo para obtener las intensidades correspondientes a 5 y 10 años de periodo de retorno.

PARAMETRO	DURACIÓN (Min.)					
	5	10	20	30	60	120
i	101.05	85.58	62.43	48.16	29.15	16.36
s	44.01	36.13	23.29	16.71	7.41	3.55
c	34.33	28.18	18.17	13.03	5.78	2.77
a	-81.24	-69.32	-51.95	-40.64	-25.81	-14.76
i5	132.7	111.6	79.2	60.2	34.5	18.9
i10	158.5	132.7	92.8	70.0	38.8	21.0

Por ejemplo, para la duración de 5 minutos se tiene:

$$T = \frac{1920}{19} = 101.05$$

Para el cálculo de la desviación estándar conviene ordenar los cálculos como se muestra en la tabla 3.5 y 3.7 Para esto se utiliza los valores de "i" de la tabla 3.5 y es valor de "i" de la 3.6 correspondiente a la duración indicada de 5 minutos.

$$S = \sqrt{\frac{34866.9}{19.1}} = 44.01$$

En la misma forma se determina la desviación estándar para las demás duraciones.

Prosiguiendo con la duración de 5 minutos, se calcularán los parámetros "c" y "a" de las ecuaciones 3.11 y 3.12.

$$c = 0.780 \cdot 44.01 = 34.33$$

$$a = 0.577 \cdot 34.33 = 101.05 = -81.24$$

Tabla 3.7 Cálculo de "a" para la duración de 5 minutos.

x	$x - \bar{x}$	$(x - \bar{x})^2$
180.0	78.95	6,233.10
180.0	78.95	6,233.10
168.0	66.95	4,482.30
120.0	18.95	359.10
120.0	18.95	359.10
120.0	18.95	359.10
120.0	18.95	359.10
120.0	18.95	359.10
120.0	18.95	359.10
120.0	18.95	359.10
84.0	-17.05	290.70
66.0	-35.05	1,228.50
66.0	-35.05	1,228.50
66.0	-35.05	1,228.50
66.0	-35.05	1,228.50
60.0	-41.05	1,685.10
54.0	-47.05	2,213.70
48.0	-53.05	2,814.30
42.0	-59.05	3,486.90
Σ		34,866.90

A continuación se calculan, mediante la ecuación 3.8, las intensidades correspondientes a los periodos de retorno que se desean estudiar, la cual se ejemplificará también con la duración de 5 minutos.

Para el periodo de retorno de 5 años se tiene:

$$1 - \frac{1}{5} = e^{-\frac{I_5 \cdot 5}{c}}$$

Tomando logaritmos de ambos miembros.

$$\ln 0.8 = \ln e^{-\frac{I_5 \cdot 5}{c}}$$

$$-0.223144 = -\frac{I_5 \cdot 5}{c}$$

Multiplicando por (-1) ambos miembros y tomando nuevamente logaritmos naturales.

$$\begin{aligned} -1.499940 &= \frac{I_5 + a}{c} \\ I_5 &= 1.49994 c - a \end{aligned}$$

Sustituyendo los valores de "c" y de "a" determinados previamente y añadiendo el subíndice "a" a la "i" para indicar el periodo de retorno, se obtienen el valor de la intensidad que corresponde a la duración 5 minutos y periodo de retorno de 5 años.

$$\begin{aligned} i_5 &= 1.49994 \cdot 34.33 + 81.24 \\ i_5 &= 132.7 \text{ mm/hr.} \end{aligned}$$

Procediendo de igual manera para el periodo de retorno de 10 años se obtiene:

$$i_{10} = 158.5 \text{ mm/hr.}$$

Los anteriores valores i_5 e i_{10} se muestran en la parte final de la tabla 3.6, en la columna correspondiente a la duración de 5 minutos.

De igual modo se calculan los valores de i_5 e i_{10} para las demás duraciones, los cuales aparecen también en la parte inferior de la mencionada tabla, con estos valores se dibujan las curvas Intensidad - Duración - Período de retorno, como se

muestra en la Fig. 3.13 la ecuación que representa matemáticamente a cada una de estas curvas se obtiene haciendo uso de las ecuaciones 3.14 y 3.15.

Para poder aplicar estas fórmulas conviene elaborar previamente una tabla como la que se inserta a continuación 3.8 correspondiente al período de retorno de 5 años. De la misma manera se procede para el período de retorno de 20 años aunque, por brevedad, se omiten aquí los cálculos.

Tabla 3.8 Elementos para aplicar las ecuaciones (3.14) y (3.15).
Períodos de retorno de 5 años.

d	i	1/i	d/i	d ²
5	132.7	0.0075	0.038	25
10	111.6	0.0090	0.090	100
20	79.2	0.0126	0.253	400
30	60.2	0.0166	0.498	900
60	34.5	0.0290	1.739	3,600
120	18.9	0.0529	6.349	14,400
Σ 245		0.1276	8.967	19,425

De la ecuaciones (3.14) y (3.15) se obtienen:

$$A = \frac{6 \cdot 19,425 - (245)^2}{6 \cdot 8,967 - 245 \cdot 0,1276} = 2,507,76$$

$$B = \frac{2,507,76 \cdot 0,1276 - 245}{6} = 12,50$$

y sustituyendo los valores A y B en la ecuación (2.13) se llega a:

$$i5 = \frac{2,507,76}{d + 12,5}$$

Para el período de retorno de 10 años la ecuación que resulta es la siguiente

$$i10 = \frac{2,750,34}{d + 10,64}$$

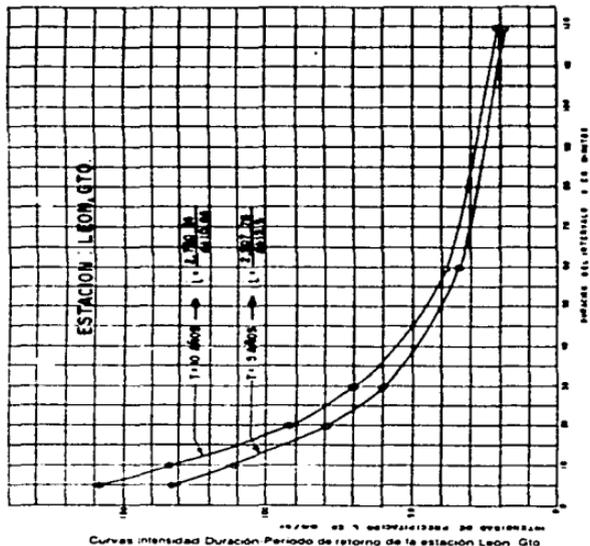


FIG. 3.13

MÉTODO DEL ANÁLISIS INDEPENDIENTE Y REGRESIÓN MÚLTIPLE PARA EL CÁLCULO DE LAS CURVAS DE INTENSIDAD DURACIÓN PERÍODO DE RETORNO ($I - D - Tr$).

Con la obtención de estas curvas se conocerá la variación de las características de la intensidad o de la precipitación con respecto a su duración y período de retorno o frecuencia. Es de gran utilización en modelos de relación lluvia - escurrimiento, como lo es el método racional, por citar algunos de ellos.

Estas curvas pueden obtenerse por dos métodos, uno es por análisis independiente y por regresión múltiple. Para aplicar cualquiera de los dos métodos hay que procesar previamente la información que se va a utilizar.

a) ANÁLISIS INDEPENDIENTE.

Este método consiste en efectuar un análisis independiente para cada duración, es decir obtener una función óptima que relacione la duración y el período de retorno. La secuela de cálculos se resume en los siguientes puntos.

1. Se selecciona un conjunto de duraciones, que normalmente varía de 5 a 120 minutos.
2. De cada una de las tormentas registradas anualmente se determina la intensidad máxima de la lluvia para la duración de interés.
3. Para cada año de registro se elige el máximo de los valores obtenidos en el paso anterior.
4. al conjunto de intensidades máximas anuales, seleccionadas para determinada duración, se le ajusta una función de distribución de probabilidad (generalmente una función de probabilidad tipo Gumbel, exponencial o normal), con la que se logrará relacionar la magnitud de la intensidad con el período de retorno correspondiente.
5. Por ejemplo al aplicar el método de Gumbel hay que asignar a los datos su período de retorno correspondiente. El proceso es el siguiente.
 - a) -Se ordena de mayor a menor los valores de intensidad máxima de lluvia determinados en el paso 3. para cada una de las estaciones escogidas en el paso 1, y se le asigna un número de orden m .
 - b) -Se calcula el período de retorno (Tr) correspondiente a cada datos de la intensidad máxima de lluvia, utilizando la siguiente expresión.

$$Tr = N + 1/m$$

Donde:

N = Número total de años de registro.
m = Número de orden.

6. Se estiman los valores de los parámetros característicos de la función distribución Gumbel para cada una de las parejas de datos de intensidad - período de retorno, empleando para ello, el método de momentos o mínimos cuadrados.

7. Ya obtenidas las funciones de distribución se llevará a cabo el trazo de las curvas (i - D- Tr).

b) REGRESIÓN LINEAL MÚLTIPLE.

En cada caso, el ajuste simultáneo entre las tres variables (intensidad - duración y período de retorno) se realiza por medio de una regresión múltiple. La función tipo que se utiliza para la regresión tiene la siguiente forma.

$$i = k Tr^m / d^n$$

Donde:

i = intensidad de la lluvia, en mm/hr.
Tr = período de retorno, en años.
d = duración de la intensidad, en minutos.
k, m, n = parámetros que deberán obtenerse de acuerdo con algún método de regresión.

Por lo tanto, tomando logaritmos en la ecuación anterior, se tienen:

$$\ln i = \ln k + m \ln Tr - n \ln d$$

la ecuación se puede transformar a una de las formas lineal con las características siguientes:

$$y = a_0 + a_1 X_1 + a_2 X_2$$

Donde:

$$\begin{array}{lll} i = \ln y & X_1 = \ln Tr & X_2 = \ln d \\ a_0 = \ln k & a_1 = m & a_2 = -n \end{array}$$

Para calcular los parámetros a_0 , a_1 y a_2 de la ecuación (), se emplea el siguiente sistema de ecuación.

$$\Sigma y = N a_0 + a_1 \Sigma X_1 + a_2 \Sigma X_2$$

$$\Sigma X_1 y = a_0 \Sigma X_1 + a_1 \Sigma (X_1^2) + a_2 \Sigma (X_1)(X_2)$$

$$\Sigma X_2 y = a_0 \Sigma X_2 + a_1 \Sigma (X_1)(X_2) + a_2 \Sigma (X_2^2)$$

Donde:

N = número de sumandos.

A continuación se dará en el ejemplo 3.6 la aplicación de los métodos Gumbel y Regresión lineal múltiple, en una forma numérica así como la comparación de ambos resultados.

El ejemplo está desarrollado paso a paso lo que dará como resultado una mejor comprensión de este.

Ejemplo 3.6

MÉTODO DE REGRESIÓN LINEAL MÚLTIPLE.

$$i = \frac{k Tr^m}{d^n}$$

$$i = \frac{315.6498 Tr^{0.6985}}{d^{0.7987}}$$

Duración (min)	Tr = 5 Intensidad (mm/hr)	Tr = 10 Intensidad (mm/hr)	Tr = 50 Intensidad (mm/hr)
5	194.71	275.0633	613.5772
10	111.93	158.1258	352.7253
15	80.26	114.3815	255.1482
20	64.34	90.9007	202.7701
30	46.54	65.7542	146.6763
45	33.67	47.5641	106.1001
60	26.76	37.7999	84.3193
80	21.26	30.0401	67.0098
100	17.79	25.1362	56.0708
120	15.38	21.7299	48.4724

METODO DE GUMBELL

m	Tr	5	10	15	20	30	45	60	80	100	120
1	5	128.90	100.00	77.90	65.60	46.90	33.40	25.80	20.00	16.40	14.6
2	2.5	119.50	96.70	77.30	59.80	40.40	27.50	20.50	17.00	14.00	11.70
3	1.67	98.00	63.90	50.00	40.40	31.60	25.00	20.50	15.20	12.30	10.00
4	1.25	52.70	40.40	32.80	26.40	19.30	14.60	11.10	8.85	7.00	6.40

Tabla de intensidades máximas anuales.

$$\text{Media} = \mu = 0.577 c \cdot a$$

despejando a, tenemos:

$$a = 0.577 c / \mu$$

$$\text{varianza} = \sigma^2 = \pi^2 c^2 / 6$$

despejando c, tenemos

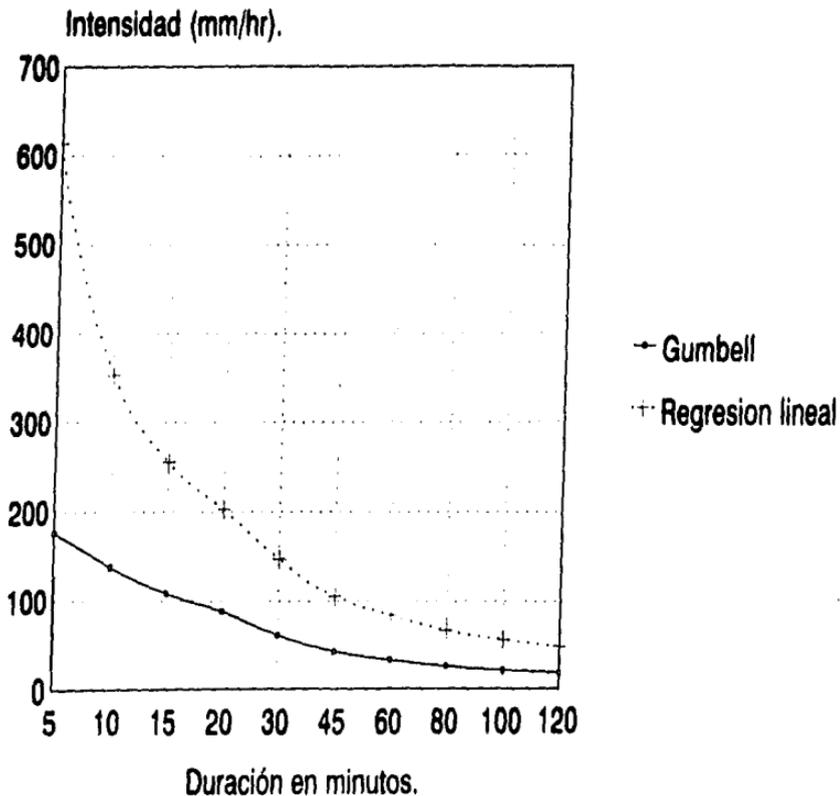
$$c = 6\sigma / \pi$$

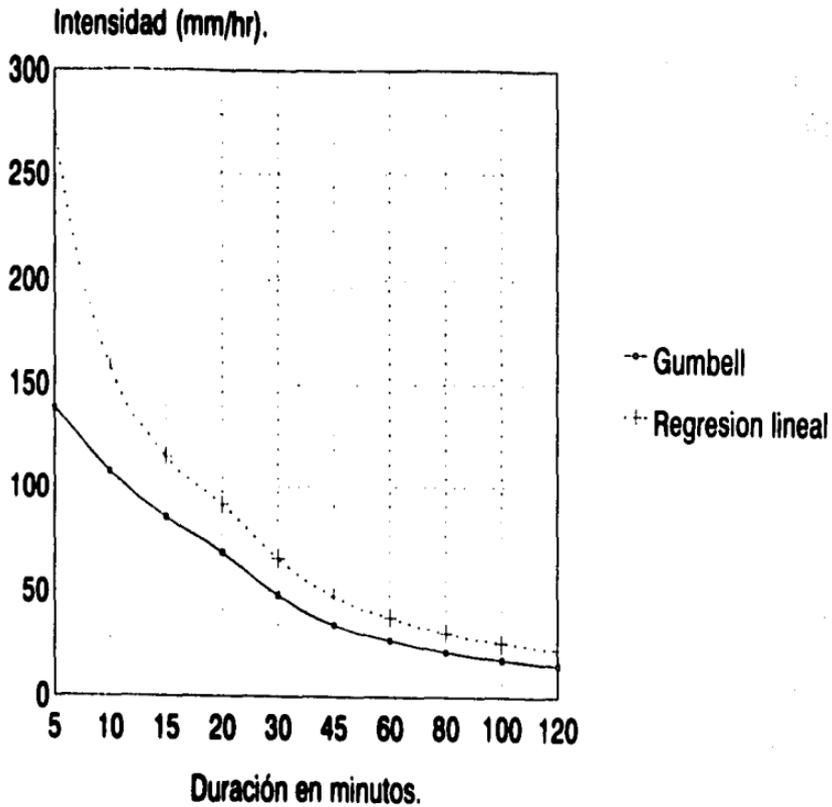
Sustituyendo en (1) los valores para $t = 5, t = 10, \dots, t = 120$, tenemos las siguientes ecuaciones:

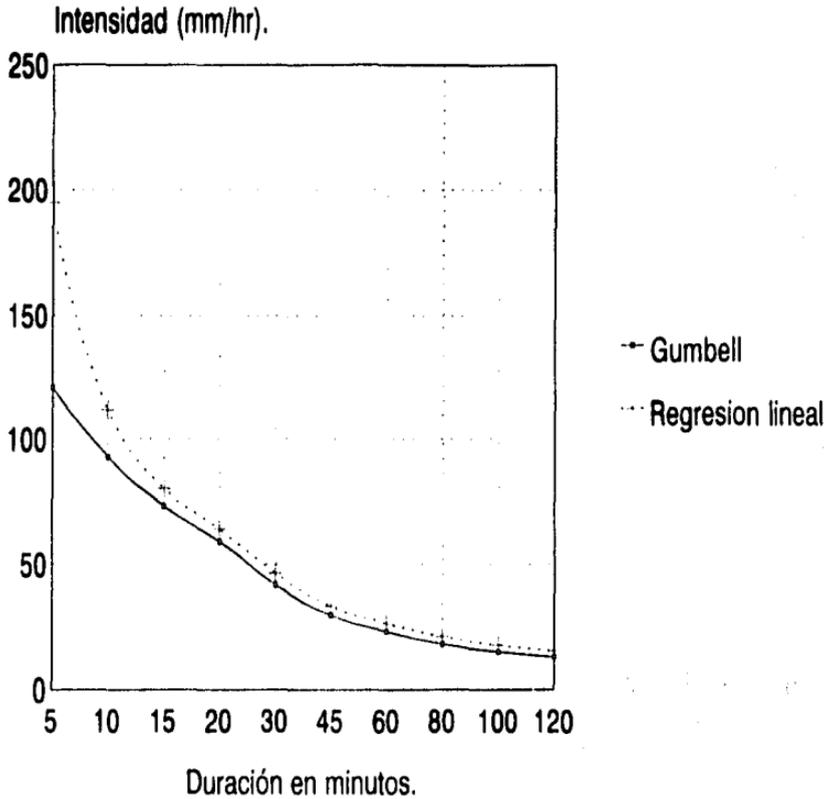
X5	=	86.5901 - 22.9201	ln ln (Tr/(Tr - 1))
X10	=	64.1964 - 19.1621	ln ln (Tr/(Tr - 1))
X15	=	50.9053 - 14.8886	ln ln (Tr/(Tr - 1))
X20	=	41.0323 - 12.1624	ln ln (Tr/(Tr - 1))
X30	=	29.8960 - 8.0653	ln ln (Tr/(Tr - 1))
X45	=	22.0662 - 5.3011	ln ln (Tr/(Tr - 1))
X60	=	17.0910 - 4.1313	ln ln (Tr/(Tr - 1))
X80	=	10.8709 - 2.6932	ln ln (Tr/(Tr - 1))
X100	=	10.8709 - 2.3125	ln ln (Tr/(Tr - 1))
X120	=	9.3407 - 2.3125	ln ln (Tr/(Tr - 1))

Tomando a Tr = 5, Tr = 10 y Tr = 15, tenemos la tabla y gráficas siguiente:

Duración (min)	Tr = 5 min intensidades (mm/hr)	Tr = 10 min intensidades (mm/hr)	Tr = 50 min intensidades (mm/hr)
5	120.9289	138.1287	175.9829
10	92.9354	107.3152	138.9627
15	73.2413	84.4141	109.0037
20	59.2752	68.4022	88.4892
30	41.9935	48.0459	61.3663
45	30.0175	33.9966	42.7508
60	23.2870	26.3865	33.2080
80	18.2002	20.5989	25.8781
100	14.9105	16.9316	21.3796
120	12.8092	14.5447	18.3639

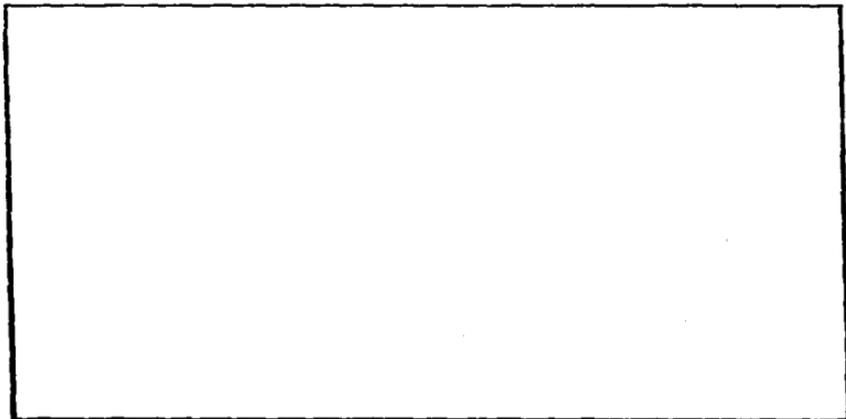






CALCULO DEL HIETOGRAMA DE UNA TORMENTA

Hora	Altera de lluvia, h (mm)	Variación hp para $\Delta t = 2h$	Variación hp para $\Delta t = 4h$	Variación hp para $\Delta t = 6h$	Variación hp para $\Delta t = 12h$
0	0	6			
2	6	4	10		
4	10	5		15	
6	15	10	15		47
8	25	10		27	
10	35	7	17		
12	42				



RIESGO DE FALLA (R).

La vida útil de una obra determina con base en consideraciones de índole técnica, económica y social. Por ejemplo, la vida útil de un proyecto puede corresponder a la vida económica del mismo, es decir, al mínimo intervalo de tiempo en el cual los beneficios estimados cubren la amortización e intereses de capital invertido, así como los costos de operación y mantenimiento durante el mismo lapso. Vidas útiles de 50 y 100 años se usan comúnmente para proyectos de puentes. Por otra parte, debe también considerarse el riesgo o probabilidad de falla que tendrá la obra para cada gasto asociado a un período de retorno diferente.

en resumen, se puede decir que el período de retorno seleccionado para diseño es función del riesgo o probabilidad que se desea admitir de que el valor del gasto estimado sea superado durante los años de vida útil del proyecto.

La probabilidad de ocurrencia en cualquier año es:

$$P = \frac{1}{T} \quad \text{ocurrencia (3.16)}$$

la probabilidad de no ocurrencia en cualquier año es:

$$1 - P \quad \text{No ocurrencia (3.17)}$$

La probabilidad de que el evento no suceda en 2 años consecutivos es

$$1 - P^2 \quad \text{No ocurrencia en 2 años (3.18)}$$

Si esta la extendemos a la vida útil (N) del proyecto o estructura, se tendrá (1 - P)^N finalmente la probabilidad de que el evento si ocurra durante la vida útil al menor una vez en "N años" es:

$$R = 1 - (1 - P)^N \quad \text{..... (3.19)}$$

El período de retorno en función de la vida útil esta dado de la siguiente manera.

$$T = \frac{1}{1 - (1 - R)^{1/N}} \quad \text{..... (3.20)}$$

Ejemplo 3.7

Una avenida con período de retorno igual a 100 años, se selecciona para diseñar un puente cuya vida útil será de 25 años. Determinar el riesgo de falla de diseño y cual será el período de retorno si se desea un 90% de confiabilidad en el proyecto.

$$T_1 = 100 \text{ años}$$

$$T_2 = ?$$

$$N = 25 \text{ años}$$

Riesgo de falla (R).

$$R = 1 - (1 - P)^N$$

Donde:

$$P = \frac{1}{T} = \frac{1}{100} = 0.010$$

$$\therefore R = 1 - (1 - 0.010)^{25} = 0.222 \%$$

$$T = \frac{1}{1 - (1 - R)^{1/N}}$$

$$T = \frac{1}{1 - (1 - 0.222)^{1/25}} = 237.78 \text{ años}$$

DEDUCCIÓN DE DATOS FALTANTES

Muchas veces se requieren los registros de una determinada estación, los cuales están incompletos por uno o varios días, o inclusive por años.

Si se necesita completar un registro al que le falta uno o varios días, se puede emplear uno de los dos criterios que se basan en registros simultáneos de tres estaciones que se encuentra distribuidas lo más uniformemente posible y circundando a la estación en estudio.

- Si la precipitación anual normal en cada una de la estaciones auxiliares difiere en menos del 10 % de la registrada en la estación en estudio, para estimar el valor o los valores faltantes se hace un promedio aritmético con los valores registrados en esa fecha en las estaciones auxiliares.
- Si la precipitación anual normal de cualquiera de las tres estaciones auxiliares difiere en más del 10% de la registrada en la estación en estudio, para valuar un dato faltante se usa la ecuación (3. 21).

$$h_{px} = \frac{1}{3} \left[\frac{P_x}{P_A} h_{pA} + \frac{P_x}{P_B} h_{pB} + \frac{P_x}{P_C} h_{pC} \right]$$

Donde:

h_{pA} , h_{pB} , h_{pC} = Altura de precipitación registrada en las estaciones auxiliares

h_{px} = Altura de precipitación faltante en el estación en estudio.

P_A , P_B , P_C = Precipitación anual media en las estaciones auxiliares.

P_x = Precipitación anual media en la estación en estudio.

AJUSTE DE REGISTRO DE PRECIPITACIÓN.

Cuando se desea saber si el registro de una determinada estación, ha sufrido modificaciones que pueden ocurrir por una alteración en la localización de la estación, en sus condiciones adyacentes, o bien al cambiar de operador, se puede usar el método de la curva masa doble. Este método permite ajustar los registros de precipitación de tal manera que se pueda considerar que la estación medidora no ha sufrido cambio alguno desde el inicio de su operación.

El método de la curva masa doble compara la precipitación anual acumulada en la estación por analizar con la precipitación media anual acumulada en un grupo de estaciones cercanas, de preferencia del orden de diez. En un plano coordenado, en el eje de las abscisas se lleva el valor acumulado de la precipitación anual de la estación en estudio, y en el eje de las ordenadas el valor acumulado de la precipitación media anual de las estaciones circunvecinas. (Fig. 3.14)

La acumulación puede hacerse del último año de registro hacia atrás, o bien del primer año de registro hacia adelante. Uniendo los puntos se obtiene la gráfica llamada curva masa doble. Si el registro no ha sufrido ninguna alteración, se obtendrá una línea recta; un cambio de pendiente indicará que se debe ajustar el registro, siendo dicho ajuste proporcional al cambio de pendientes.

Aunque el método se basa en precipitaciones anuales, en zonas donde exista una marcada variación durante las diferentes estaciones del año, conviene hacer el análisis para las mismas.

EjemPlo 3.8

Comprobar si no han sufrido cambio los registros de lluvia de la estación pluviométrica Tepames, Col.

Para hacer la curva masa doble se usarán como estaciones auxiliares de la Benavista, Coquimalán, e Ixtlahuacán, también en el estado de Colima; en la tabla 3.9 se tiene el cálculo de la curva masa doble.

En las columnas 2 a 4 se indican las alturas de lluvia anuales en las tres estaciones antes mencionadas, en la columna 5 se tiene la suma por año de lo registrado por las tres estaciones, en la columna 6 el promedio de lluvia anual, y en la columna 7 la altura de lluvia acumulada. Las columnas 8 y 9 muestran el registro de lluvia anual de la estación en estudio y su acumulación.

En la Fig. 3.14 se muestran los valores registrados de las columnas 7 y 9 de la tabla 3.9. Como se puede observar, los registros de la estación tepames sufrieron una alteración a partir del año 1954, la cual se corrige multiplicando los valores por un factor correctivo igual a $5.60 / 3.65$.

Tabla 3.9 Cálculo de la curva masa doble

Año	Altura precipitación anual			Suma precipitación anual	Precipitación anual media	Precipitación anual mensual promedio	Estación	
	Estación Barroeta	Estación Capurmatán	Estación LaHumbada				Precipitación anual	Temperatura anual promedio
1948	914.4	837.0	1026.0	3197.4	1065.8	1065.8	1143.9	1143.9
1949	888.4	532.0	740.6	2161.0	720.3	1786.1	734.6	1923.5
1950	1081.7	807.5	915.7	2804.9	935.0	2721.1	739.7	2682.2
1951	1035.3	921.0	1084.7	3031.0	1010.3	3731.4	1088.2	3770.4
1952	1255.1	983.5	696.2	2934.8	978.3	4709.7	1277.3	5045.7
1953	1177.7	847.5	794.2	2374.4	791.5	5501.2	650.7	5493.4
1954	1702.2	948.0	892.0	3543.2	1181.1	6682.3	357.8	6053.2
1955	1708.0	889.5	1087.1	3184.6	1061.5	7743.8	1151.0	2704.2
1956	1018.0	848.0	835.9	2701.9	900.6	8444.4	714.9	2919.1
1957	731.4	746.0	597.5	2074.9	691.6	9336.0	509.9	8428.2
1958	1057.1	746.0	1337.0	3140.1	1053.4	10389.4	603.1	9031.1
1959	952.1	1096.4	1547.3	3595.8	1198.6	11579.0	370.0	9401.1

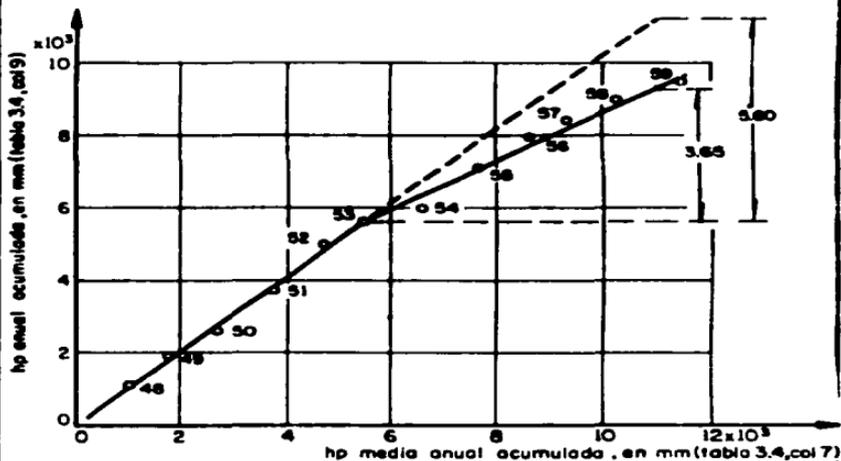


Fig. 3.14 Curva masa doble de precipitación

RELACIÓN ENTRE LAS CARACTERÍSTICAS DE UNA TORMENTA Y SU ÁREA DE LLUVIA.

- RELACIÓN DE UN PUNTO ÁREA DE LLUVIA.

Un problema interesante en hidrología puede considerarse razonablemente representada por una estación medidora, la cual, para fines prácticos se considera representativa de una área de 25 km²:

Se han desarrollado numerosas ecuaciones relacionando lo que llueve en una estación con su área circundante. Por estudios realizados en la India sobre dicho aspecto sugiere que:

$$Y = 100 - C \sqrt{A} \quad \dots \dots \dots (3.22)$$

Donde:

A = Área circundante a la estación, en km².

C = Coeficiente que fluctúa, para la India, entre 0.171 y 0.295, con un valor promedio de 0.205.

Y = Relación de lluvia sobre el área A y la registrada en la estación, en porcentaje.

Del análisis de diversas ecuaciones de relación altura de precipitación contra área, desarrolladas en Europa y Estados Unidos, propone Court * una fórmula general de tipos Gaussiano la cual, si se consideran isoyetas circulares con centro en la estación, se escribe como

$$hPA = \frac{\pi h}{Aa} \left[1 - e^{-\frac{A}{a^2}} \right]$$

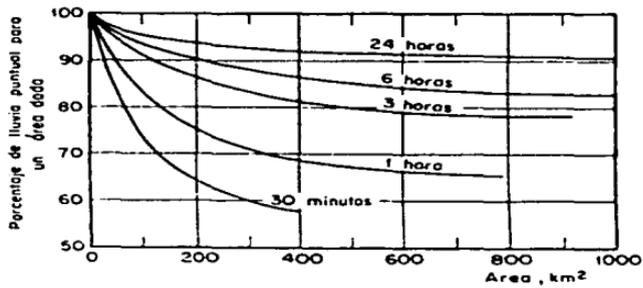
Donde:

A = Área circundante a la estación, en Km²

a = Parámetro función de la distancia l, (en Km) comprendida entre el centro de la lluvia de magnitud h (en mm) y la isoyeta de valor h/2. El valor de a es 1.3387/L.

hpa = Altura de lluvia media considerada sobre el área a, en mm se ha hecho estudios, mas completos respecto a este problema, teniendo en cuenta también la duración de la tormenta, los resultados se muestran en la siguiente figura: (sin referencia)

* A Court "Área - Depth Rainfall Formulas", J. Geophys. Res. 66 (Junio 1961) pp 1823 -31.



- CURVA DE ALTURA DE PRECIPITACIÓN - ÁREA - DURACIÓN.

Un análisis muy importante para los registros de lluvia es el cálculo de las máximas combinaciones de alturas de lluvia respecto a sus áreas de distribución para diferentes duraciones de tormentas. Se considera conveniente para optimizar registros de lluvia cuando se analiza una gran cuenca en subcuencas.

Para hacer este estudio es necesario conocer la distribución de la tormenta en la zona de estudio, por lo que conviene que todas las estaciones de la zona de estudio, de la zona dispongan de pluviógrafo, o, en su defecto, conocer la distribución con base en las que si lo tengan, ajustándolas sin olvidar aquellas estaciones que solo cuentan con pluviómetro.

En realidad, generalmente se dispone de pocos pluviógrafos, lo que plantea un problema en el análisis de los datos, por la falta de información para conocer la distribución de la tormenta. Si solo se cuenta con una estación pluviográfica, se acepta la distribución de la lluvia registrada en esta como representativa de toda la cuenca, pero la distribución debe ajustarse con base en la precipitación media obtenida para la tormenta que la originó. En caso de tener más estaciones pluviográficas en la zona de estudio, la distribución de la tormenta se obtiene, primero sumando las curvas-masa de dichas estaciones, dándoles peso a partir de sus áreas tributarias obtenidas por medio de los polígonos de Thiessen, y posteriormente se ajustan la curva-masa así obtenida con base en la precipitación media en la zona, para lo cual también se usan las estaciones pluviométricas existentes.

El cálculo de las curvas de altura de precipitación - área - duración (hp-A-d) debe hacerse para las tormentas más desfavorables, ya que se trata de relacionar las condiciones más adversas. De todas las curvas calculadas se escogerán para la zona las que proporcionen las situaciones más críticas.

Para analizar las curvas hp-A-d de una tormenta primero se debe calcular el plano de isoyetas correspondiente a su duración total.

A continuación se determina la precipitación media para cada zona limitada por las isoyetas, considerando cada una de ellas momentáneamente como el límite exterior del área por analizar. Con esto se tendrán relaciones de altura de lluvia-área, pero solo para la duración total de la tormenta.

El análisis de las alturas de lluvia-áreas, para otras duraciones de lluvia, requiere de los registros de las estaciones pluviográficas, en las cuales se tienen la curva-masa de lluvia, que es la variación de la altura de lluvia respecto al tiempo. Es necesario, además, conocer de los polígonos de Thiessen.

Se procede a dividir la duración de la tormenta en intervalos, generalmente de 6h cada uno; considerar intervalos mayores origina la pérdida de precisión en la variación de la lluvia, mientras que la limitación de datos rara vez justifica intervalos menores. Lo anterior tiene por objeto emplear las curvas-masas de los registros.

Para cada zona limitada por una isoyeta se calcula la curva masa pesada correspondiente a los intervalos escogidos, considerando la influencia de las estaciones que están dentro de la zona con base en polígonos de Thiessen. La curva-masa pesada así calculada, se ajustará al valor de la precipitación media. Obtenido por el método de los isoyetas para la duración total de la tormenta.

Una vez hecho lo anterior, como el análisis es para valores máximos, se calculan para los intervalos en que se dividió la duración total de la tormenta, las variaciones más desfavorables de la altura de precipitación, efectuando para esto las máximas combinaciones de los incrementos de precipitación, considerándolos en secuencia continua.

Finalmente, se hacen los máximos combinados de los registros de lluvia de las estaciones medidoras, escogiéndose los más desfavorables. Las estaciones se consideran representativas de una área de 25 Km². Horton encontró que las curvas altura de precipitación-área pueden representarse con la ecuación

$$h_{pm} = h_p e^{-K_{in} A} \dots\dots\dots(3.24)$$

Donde:

- h_{pm} = Altura de precipitación media sobre una área A.
- h_p = Altura de precipitación máxima en el centro de la tormenta.
- K_{in} = Constante para la tormenta en estudio.

La ecuación se usa extrapolando datos de tormenta previamente analizados y se aplica para cada duración de tormenta en estudio.

Ejemplo 3.9

Cálculo de las curvas $h_p - A - d$ para una tormenta de 24h, originada en la cuenca del río Omilán y Papagayo, Guerrero.

Se analizará la cuenca mostrada en la Fig. 3.10 y la misma tormenta estudiada en los ejemplos 3.3 y 3.4, por lo que ya se tienen los polígonos de Thiessen y el plano de isoyetas (figs. 3.11 y 3.12). Además se cuenta con los registros de las estaciones pluviográficas (Fig. 3.14).

Para hacer el análisis se procede a la tabulación de los datos de lluvia. En la tabla 3.10 se encuentra analizada la tormenta; las primeras 4 columnas muestran los valores de las lluvias en las diversas estaciones a las 6, 12, 18, y 24 h. de duración; esto se obtiene de las curvas-masa que se muestran en la Fig. 3.15. En las otras 4 columnas aparecen los valores máximos de lluvia registradas durante la tormenta con intervalos de 6, 12, 18, y 24 h; para esto también se usa la fig. 3.15 observando el máximo incremento de lluvia para los intervalos mencionados.

Tabla 3.10 Tabulación de los datos de lluvia

ESTACIÓN	Precipitación acumulada (mm)				Precipitación máxima absoluta (mm)			
	6h	12h	18h	24h	6h	12h	18h	24h
La Parota	23	49	97	144	47	94	136	144
Estocama	15	40	57	102	48	62	85	102
Llano Grande	14	32	63	63	37	50	62	63
Santa Bárbara	5	22	40	52	20	36	47	52
San Vicente	0	9	38	50	21	40	45	50
Chilpancingo	0	21	40	44	25	23	44	44

Con base en la Fig. 3.12, se procede a calcular la altura de precipitación media para las diversas áreas encerradas por las isoyetas de la tormenta de 24h. La tabla 3.11 indica la forma de hacerlo.

En la columna 1 se incluyen los valores de las isoyetas que limitan las áreas por analizar.

Tabla 3.11 Cálculo de la precipitación media-área para la tormenta del plano de isoyetas (Fig. 3.12)

(1) Isoyeta	(2) Área encerrada (km ²)	(3) Área neta (km ²)	(4) Precipitación media (mm)	(5) Vol. de pre- cipitación incremento (3) * (4)	(6) precipitación acumulada (3) + (4)	(7) Precip. media (mm) (6) - (2)
140	335	335	150	50250	50250	150
100	732	397	130	51610	101860	139
100	1332	602	110	66220	168080	126
80	2476	1142	90	102780	270860	110
60	4143	1667	70	116690	387550	94
40	6546	2403	50	120150	507700	78
35	7345	799	37.5	29963	537663	73

En la columna 2 se muestra el área total encerrada por cada una de las isoyetas indicadas en la columna 1 y el parteaguas de la cuenca en estudio. La columna 3 indica el área neta en las isoyetas; así por ejemplo, el área de 397 km² corresponde al área entre las isoyetas 120 y 140 mm. En la columna 4 se halla la altura de precipitación media entre cada dos isoyetas. En la columna 7 la altura de precipitación media correspondiente a las áreas encerradas por las isoyetas, columna 2, pero solo para la duración total de la tormenta.

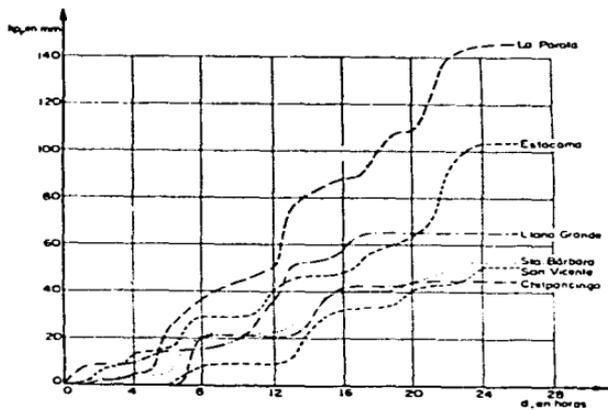


Fig. 3.15 Registro de pluviógrafos para la tormenta en estudio (curvas-masa)

Para calcular las alturas de precipitación-área para diferentes tiempos, todos múltiplos de la duración total, dentro de la duración de la tormenta se procede a hacer un análisis combinado de los datos obtenidos en la tabla 3.11 con los registros de las tormentas (fig. 3.15). Para cada área encerrada por una isoyeta y el partaguas se deduce su curva-masa media de lluvia superando los registros de lluvia de cada estación en base en los polígonos de Thiessen, tabla 3.12. Así, por ejemplo, para la isoyeta envolvente de 100 mm, se tiene dentro de esa área la influencia (30 %) y Santa Bárbara (3 %), esto se obtiene superponiendo los polígonos de Thiessen en las isoyetas.

Entre paréntesis está el porcentaje de influencia de cada estación.

Al conocer la influencia de cada estación, se calcula la curva-masa de precipitación dentro del área en estudio como la suma de las curva-masa de cada estación que interviene, por su porcentaje de influencia. A continuación, esta curva-masa se ajusta usando la altura media de precipitación en esa área en estudio (Tabla 3.11 Columna 7). De este modo, para la isoyeta envolvente de 100mm, al tener el en cuanto los polígonos de Thiessen, resulta que para 6h. Se tiene una altura de lluvia de 20 mm, para 12h, de 46mm, para 18h, de 83 mm, y para 24h, de 129 mm. Por el método de las isoyetas se había obtenido para esa área una altura de lluvia media de 125mm, luego los valores anteriores se deben ajustar, multiplicándolos por 125/129 (Tabla 3.12).

Una vez hecho esto, se calculan los incrementos de precipitación cada 6h. durante las 24h. De tal suerte que, para el mismo caso que se está analizando (isoyeta envolvente de 100 mm), en las primeras 6h, se registró una lluvia de 19mm, de las 6 a las 12h, llovió 26mm, de las 12 a las 18h, 35mm y de las 18 a las 24h, 45mm. Como el análisis es de maximización, se deben buscar las condiciones más desfavorables. La máxima relación entre las lluvias y el tiempo. Para el primer intervalo de tiempo se procura el máximo incremento. Para una duración de dos intervalos de tiempo se busca la máxima combinación de dos alturas de lluvia adyacentes, etc. Por ejemplo, en esta caso, para 6h se considera 45mm de lluvia, para 12h se consideran 45+35 = 80mm, Para 18h, se toma 106 mm, y para 24h una altura de 125mm (tabla 3.12).

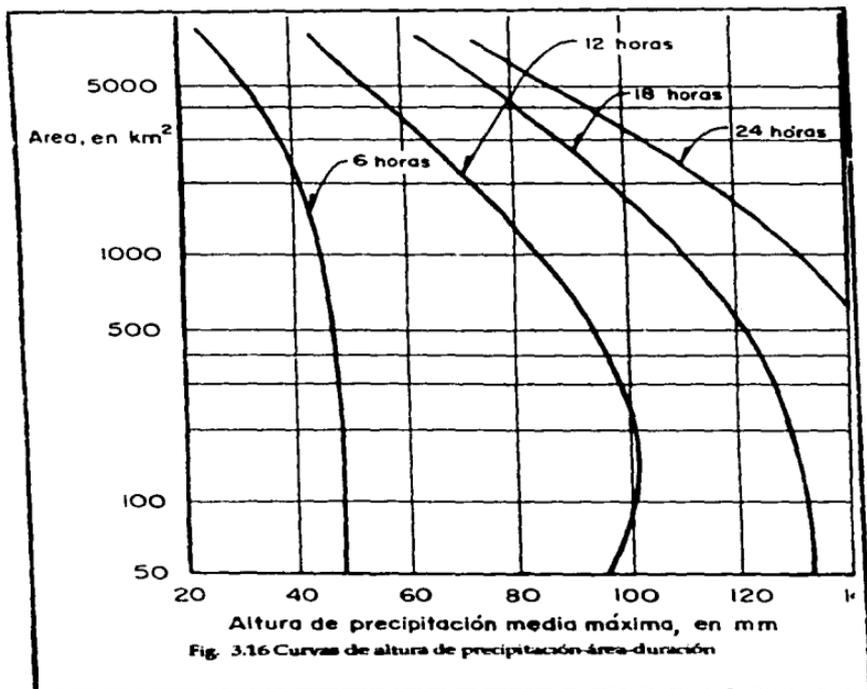
Tabla 3.12 Combinación máxima entre altura de precipitación media y duraciones.

Datos anualizados			Descripción	Área afec- tada TH(%)	Duración, en h			
(mm)	Pre cip media (mm)	Área total (km ²)			6	12	18	24
140	150	333	LA PAROTA	100	23	49	97	144
			curva masa ajustada		24	51	101	150
			Incremento ajustado		24	27	90	49
			precipitación media por durac. idn		50	99	126	150
120	139	732	LA PAROTA	95	22	47	92	137
			ESTOCAÑA	5	1	2	3	5
			curva masa media	100	23	49	95	139
			curva masa ajustada		23	49	95	139
Incremento ajustado		23	26	46	133			
precipitación media por durac. idn		46	90	116	139			
100	123	1334	LA PAROTA	67	15	33	65	96
			ESTOCAÑA	30	5	12	17	31
			SANTA BARBARA	3	0	1	1	2
			curva masa media	100	20	46	83	129
curva masa ajustada		19	45	80	125			
Incremento ajustado		19	26	35	45			
precipitación media por durac. idn		45	80	106	125			
80	109	2476	LA PAROTA	36	8	18	35	52
			ESTOCAÑA	41	6	15	23	42
			SANTA BARBARA	13	1	3	5	7
			LLANO GRANDE	8	1	3	5	5
SAN VICENTE	2	0	0	1	1			
curva masa media	100	16	40	69	107			
curva masa ajustada		16	41	70	109			
Incremento ajustado		16	25	29	39			
precipitación media por durac. idn		39	68	93	109			

Tabla 3.12 Continuación.

Isopne envueltos			Descripción	Área efectiva TH (%)	Duración, en h			
(mm)	Precip. media (mm)	Área total (km ²)			6	12	18	24
60	93	6143	LA FAROJA	29	5	11	21	32
			ESTOCAMA	34	5	14	19	35
			SANTA BARBARA	16	1	3	6	7
			LLANO GRANDE	17	2	5	11	11
			SAN VICENTE	9	0	1	3	5
			CHILPANCINGO	4	0	1	2	2
			curva masa media	100	13	35	67	92
			curva masa ajustada	100	13	35	63	93
			incremento ajustado	100	13	22	28	30
			precipitación máxima reducción	100	30	58	80	93
40	78	6546	LA FAROJA	14	2	7	14	20
			ESTOCAMA	23	3	9	13	23
			SANTA BARBARA	15	3	6	8	8
			LLANO GRANDE	24	3	8	15	15
			SAN VICENTE	11	0	1	4	6
			CHILPANCINGO	13	0	3	5	6
			curva masa media	100	10	31	57	79
			curva masa ajustada	100	10	30	56	78
			incremento ajustado	100	10	20	26	22
			precipitación máxima reducción	100	26	48	68	78
35	74	7345	LA FAROJA	12	3	6	12	17
			ESTOCAMA	17	3	8	12	21
			SANTA BARBARA	17	1	4	7	9
			LLANO GRANDE	25	4	8	16	16
			SAN VICENTE	11	0	1	4	6
			CHILPANCINGO	14	0	3	6	8
			curva masa media	100	11	30	57	75
			curva masa ajustada	100	11	29	56	74
			incremento ajustado	100	11	18	27	18
			precipitación máxima reducción	100	27	45	63	74
25			Registro mas desfavorable en una estacion (tabla 3.5)	48	94	136	144	

Para obtener los valores de lluvia relacionada con un área de 25 km² se usa la tabla 3.10 de las cuatro últimas columnas de esa tabla. se escoge para 6h la mayor altura de lluvia registrada en este caso es de 48mm, para 12h es 94mm la mayor. Para 18h es 136mm y para 24h es 144mm. En la Fig. 3.16 muestran los valores de las alturas de precipitación máxima contra áreas para las diferentes duraciones estudiadas.



DISTRIBUCIÓN GEOGRÁFICA DE LA PRECIPITACIÓN.

En la República Mexicana las tormentas más desfavorables que han ocurrido son de origen ciclónico, a excepción del noroeste, donde generalmente ocurren en invierno debido al choque de masas de aire frío continental con masa de aire húmedo.

Además, debido a la variación tan fuerte que existe en la orografía no se puede hablar de una distribución uniforme de la lluvia. En general, se puede decir que las máximas precipitaciones se tienen en la parte sur del país, así como en la vertiente del Golfo y del Pacífico, estando limitadas estas por las cordilleras montañosas.

Se han hecho estudios sobre la precipitación en la República Mexicana y se han elaborado diversas cartas.

De entre las cuales se pueden mencionar las siguientes:

Carta Topográfica	Cartas de uso Potencial
Carta de Climas	Carta Edafológica (proporciona información sobre el uso del suelo, considerándolo tridimensional).
Carta Geológicas	
Cartas de uso de Suelo	

En la fig. 3.17 se muestra un plano de isoyetas medias anuales levantado por la Secretaría de Recursos Hidráulicos. Como puede observarse, las precipitaciones medias anuales mayores de 1000 mm se encuentran al sur de paralelo 22° N y comprenden las pendientes montañosas de las porciones central y sur del país.

Las cuatro zonas con precipitaciones mayores de 3000 mm son: una sobre el paralelo 20° N en la zona de Teztlutlán y Zacapoxtlá, otra en la cabecera de la cuenca del río Atoyac, en el estrado de Oaxaca, y las dos restantes en el estado de Chiapas.

La parte norte de la altiplanicie es una zona de escasa precipitación; la zona más árida, con menos de 300 mm de lluvia anual, se extiende en la parte norte central de esta región y abarca desde el río Bravo seca del país es la porción noroeste de la llanura costera del Pacífico.



Isopleto	Precipitación en mm
0	100
0 2	200
0 5	300
0 8	400
1 0	1000
1 5	1500
2 0	2000
3 0	3000
4 0	4000
5 0	5000

Fig. 3.17 Precipitación media anual en la República Mexicana.
 (Datos tomados del plano obtenido por la Secretaría de Recursos Hidráulicos)

CAPÍTULO IV ESCURRIMIENTO.

IV.1 TIPOS DE ESCURRIMIENTOS.

Continuando con el análisis de los componentes del ciclo hidrológico, en este capítulo se tratará el escurrimiento, indicando sus fuentes, y los tipos de escurrimientos que originan, también se explicará el proceso del escurrimiento de su análisis a partir de los hidrogramas de las tormentas. Por último, se presentan los criterios que pueden emplearse para atorar una corriente, así como los ajustes a los datos obtenidos.

FUENTES DEL ESCURRIMIENTO.

El escurrimiento es la parte de la precipitación drenada por las corrientes de las cuencas hasta su salida. El agua que fluye por las corrientes proviene de diversas fuentes, y, con base en ellas, se considera el escurrimiento como superficial, subsuperficial o subterráneo.

El superficial es aquel que proviene de la precipitación no infiltrada y que escurre sobre la superficie del suelo y la red de drenaje hasta salir de la cuenca. Se puede decir que su efecto sobre el escurrimiento total directo y sólo existirá durante una tormenta e inmediatamente después de que esta cese. 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 lateralmente sobre el horizonte 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.

En general, si es inmediato se le da el mismo tratamiento que al escurrimiento superficial; en caso contrario, se le considera como escurrimiento subterráneo.

Este último es el que proviene del agua subterránea, la cual 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 total varía muy lentamente con respecto al superficial.

Para analizar el escurrimiento total puede considerarse compuesto por los escurrimientos directo y base. Este último proviene del agua subterránea, y el directo es el originado por el escurrimiento superficial. En la Fig. 4.1 se muestra el ciclo de escurrimiento, indicando las diferentes fases entre la precipitación y el escurrimiento totales.

La consideración anterior tiene como finalidad distinguir la participación de cada escurrimiento. A la salida de una cuenca en el caso de tener una corriente perenne, mientras no ocurra tormenta alguna, por dicha corriente solo se tendrá

escorrentamiento base debido al agua subterránea; al originarse una tormenta, si la cuenca es pequeña, casi inmediatamente se tendrá también escorrentamiento directo. Ahora bien, el efecto de la tormenta se manifiesta directamente sobre el escorrentamiento total y puede suceder que se requiera bastante tiempo para que el agua que se infiltra, y que pasa a formar parte del agua subterránea, sea drenada.

PROCESO DEL ESCURRIMIENTO.

El proceso presentado anteriormente depende de las condiciones existentes y de la cantidad de agua producida por la tormenta.

De esta forma cuando llueve sobre un determinada zona, hay un periodo inicial (1) en que el agua es primero interceptada por los objetos existentes en la zona, como son arbustos, pastos, árboles y, en general, aquello que impida al agua llegar al suelo. (2) posteriormente se infiltra en el suelo o (3) llena las diferentes depresiones de la superficie. La primera de estas cantidades se denomina lluvia interceptada (1), y aunque no es muy importante, puede disponer de la mayor parte de una lluvia ligera. La segunda cantidad se llama infiltración (2) se denomina capacidad de infiltración (I) al máximo volumen de agua que absorbe en suelo en determinadas condiciones. La última cantidad se designa almacenaje por presión, (Vd.: vegetación, o se infiltra en el suelo, pero no origina escorrentamiento superficial).

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 de la llamada lluvia en exceso, "hpe". Esta lluvia en exceso primero se calcula sobre el terreno como detención superficial (D), y a continuación fluye hacia los cauces. A este movimiento se le denomina flujo por tierra, y el agua que en esta forma llega a los cauces es el escorrentamiento superficial.

En general, debajo de la superficie del suelo hay un manto de agua, a cuyo límite superior se le denomina nivel freático, a la que se encuentra por debajo del nivel freático, se le llama agua subterránea; humedad del suelo es el agua que hay sobre el nivel freático. A la cantidad de agua que cualquier suelo puede retener indefinidamente contra la acción de la gravedad se le llama capacidad de campo. La diferencia entre la capacidad de campo de un suelo y la humedad que contenga en un cierto instante, se conoce como deficiencia de humedad del suelo (DHS). De acuerdo con esto, cuando ocurre una tormenta, el agua que se infiltra primero satisface la DHS y posteriormente recarga el agua subterránea. Por lo tanto, puede ocurrir que muchas veces no exista recarga aunque haya infiltración.

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

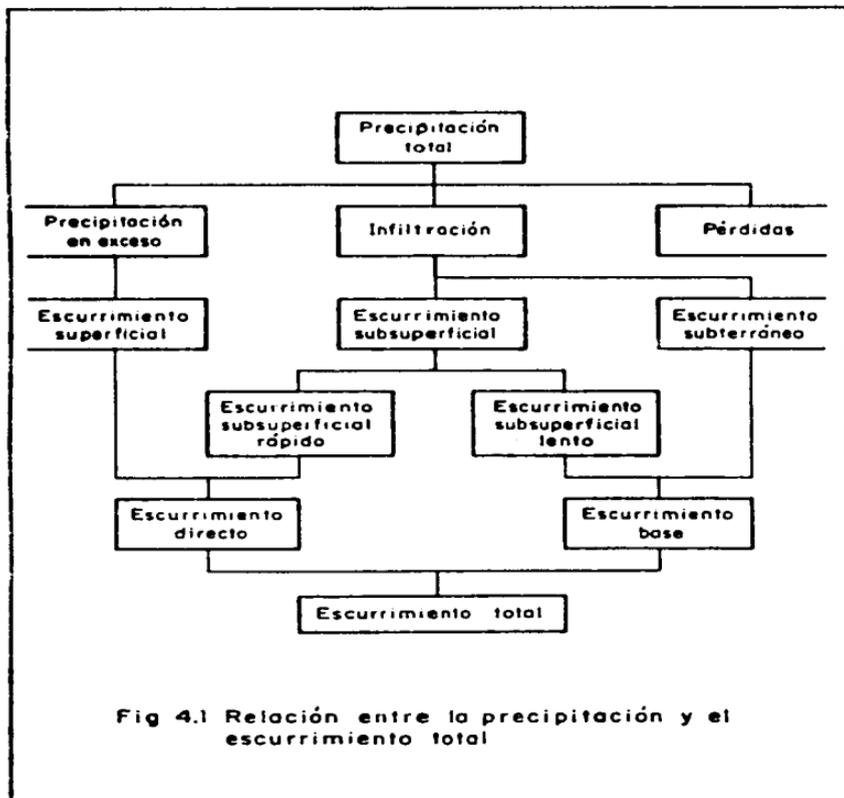


Fig 4.1 Relación entre la precipitación y el escurrimiento total

ANÁLISIS DE HIDROGRAMAS.

HIDROGRAMA

El hidrograma de una corriente es la representación gráfica de sus variaciones de flujo, arregladas en orden cronológico. En general, para expresar el flujo se usa el gasto, que es la relación del volumen contra tiempo. En la fig. 4.2 se muestra un hidrograma típico, las ordenadas son gastos m^3/s y las abscisas tiempo en horas.

En el hidrograma de la Fig. 4.2 se advierte que, a partir del punto A (punto de levantamiento), se inicia el escurrimiento directo producido por una tormenta, alcanzando su gasto máximo en el punto B (punto de pico) el punto C es un punto de inflexión donde aproximadamente cesa el flujo por tierra. En el punto D finaliza el escurrimiento directo, continuando el escurrimiento base. El tramo CD es la curva de vaciado del escurrimiento directo producido por la tormenta.

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

Para tormentas aisladas se pueden considerar 4 tipos de hidrogramas, dependiendo de la tormenta y de las características físicas de la cuenca drenada, estos se analizarán a continuación, siguiendo un lineamiento semejante al utilizado en el proceso del escurrimiento, y considerando una corriente perenne.

TIPO 0.

Para este tipo de hidrograma, la intensidad de lluvia, i , es menor que la capacidad de infiltración, f , es menor que la deficiencia de humedad del suelo. Por la primera condición, no hay escurrimiento directo, y, por la segunda, no hay recarga del agua subterránea. Esto quiere decir que el hidrograma del río no se altera por esta tormenta, y sólo seguirá la curva de vaciado del agua subterránea, que es el hidrograma del escurrimiento base que existe debido a que la corriente es perenne. Se está suponiendo que no llueve sobre el cauce del río (fig. 4.3 a).

Lo único que origina esta tormenta fue modular la deficiencia de humedad del suelo, el hidrograma resultante es similar al que tienen una corriente perenne en épocas de sequía.

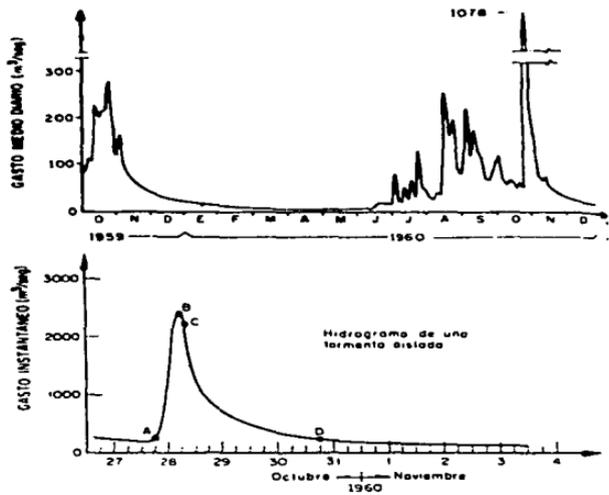


Fig 4.2 Hidrograma de la corriente del río Papagayo, Gro.

TIPO 1.

En este caso, i es menor que F , pero la infiltración total (F), es mayor que la D H S. Esto ocasiona un incremento o recarga del agua subterránea, originando un cambio en el nivel freático.

Al no haber escurrimiento directo, el hidrograma correspondiente resulta una variación de la curva de F vaciado del escurrimiento base.

Esta variación puede ser de tres formas .

- Quando la recarga de agua subterránea ocasiona un gasto superior al que está circulando durante la tormenta, se origina un ascenso en el hidrograma (Fig. 4.3 b, segmento ab).
- La recarga del agua subterránea origina un gasto similar al drenado por el cauce. Entonces, el hidrograma es una línea horizontal hasta que cesa el efecto (Fig. 4.3, segmento ac).
- El gasto producido por la recarga del agua subterránea es menor que el drenado en el momento de ocurrir la tormenta. Se tendrá un hidrograma con pendiente negativa, aunque los gastos son superiores a los originados por la curva de recepción del agua subterránea (Fig. 4.3 b, segmento ad).

TIPO 2.

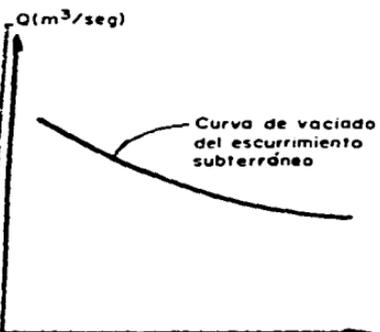
La intensidad de lluvia es mayor que la capacidad de infiltración y la infiltración total es menor que la D H S. Por la primera condición se tendrá escurrimiento directo, de la segunda se deriva que no hay recarga del agua subterránea por lo que el escurrimiento base no se altera (fig. 4.3 c).

TIPO 3.

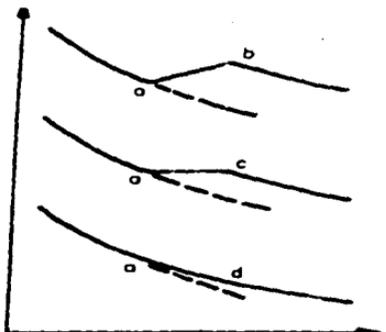
finalmente, si i es mayor que l , y F es mayor que la D H S, se tendrá escurrimiento directo y una variación en el escurrimiento base. Este hidrograma es una combinación de los tipos 1 y 2, por lo que similarmente a este último, se tendrán tres formas diferentes de hidrogramas. (Fig. 4.3 d).

ANÁLISIS DE HIDROGRAMA.

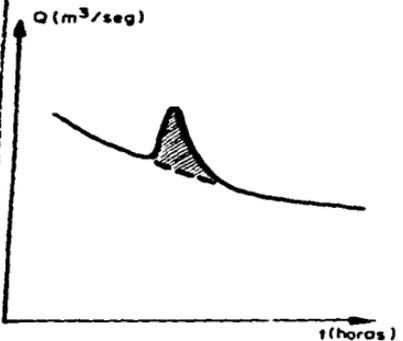
El análisis de un hidrograma consiste en separar de él los escurrimientos con base en las diversas fuentes de abastecimiento que los originan. Para fines prácticos se consideran los escurrimientos base y directos como los componentes principales de un hidrograma.



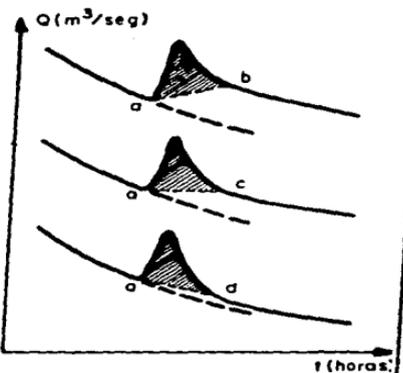
a) Tipo 0 ($i < f$ y $F < \text{DHS}$) t (horas)



b) Tipo 1 ($i < f$ y $F > \text{DHS}$) t (horas)



c) Tipo 2 ($i > f$ y $F < \text{DHS}$) t (horas)



d) Tipo 3 ($i > f$ y $F > \text{DHS}$) t (horas)

Fig. 4.3 Tipos de hidrogramas idealizados para tormentas aisladas.

ANÁLISIS DE HIDROGRAMAS DE TORMENTAS AISLADA.

En la figura 4.3 se muestra en forma idealizada la frontera entre los escurrimientos base y directo. En la realidad esta frontera es difícil de precisar, ya que cuando ocurre una tormenta el escurrimiento directo puede ocasionar una sobre-elevación del nivel del agua en el cauce que sea superior al nivel freático. En ese instante se tendrá que parte de dicho escurrimiento drene del cauce hacia el manto freático originando simultáneamente una anulación momentánea del escurrimiento base. Esto se puede intuir pero no cuantificar, si se observa la fig. 4.2, la determinación del punto A, inicio del escurrimiento directo, no presenta dificultad, ya que en ese momento se tiene un cambio brusco en el hidrograma. El problema consiste en obtener el punto D, que es la transición entre la curva de vaciado de los escurrimientos directo y base.

Existen diversos criterios para determinar la frontera entre los dos escurrimientos, aunque se diferencian en la forma de obtener el punto D.

En la Fig. 4.4 se muestran las diferentes fronteras que se pueden obtener de los distintos criterios al analizar el hidrograma de una tormenta que se presentó en la cuenca de los ríos Omitlán y Papagayo, Guerrero.

El criterio más sencillo para separar escurrimientos consiste en aceptar como frontera una línea recta horizontal a partir del punto A, tiene la desventaja de incurrir en graves errores al estimar el tiempo base del hidrograma del escurrimiento directo (Fig. 4.4 línea a).

El criterio más usual es trazar una línea recta entre los puntos A y D (Fig. 4.4 línea b), pero presenta el inconveniente de tener que fijar el punto D; para determinarlo, se requiere conocer la curva de vaciado del escurrimiento subterráneo.

Dicha curva se obtienen analizando una serie de hidrogramas y seleccionada los intervalos en que no aparezca encubrimiento directo. De esta forma se tiene una serie de tramos con escurrimiento base exclusivamente. Desplazándolos horizontalmente se logra una variación completa de la curva de vaciado del escurrimiento subterráneo. De igual manera se obtiene la curva de vaciado del escurrimiento directo.

Coincida la curva de vaciado del escurrimiento subterráneo, se superpone esta sobre el hidrograma de la tormenta por analizar; cuando coincida con la parte de la extrema derecha de este en el punto de la curva se separe del hidrograma, se conocerá el punto donde cesa el escurrimiento directo (Fig. 4.4).

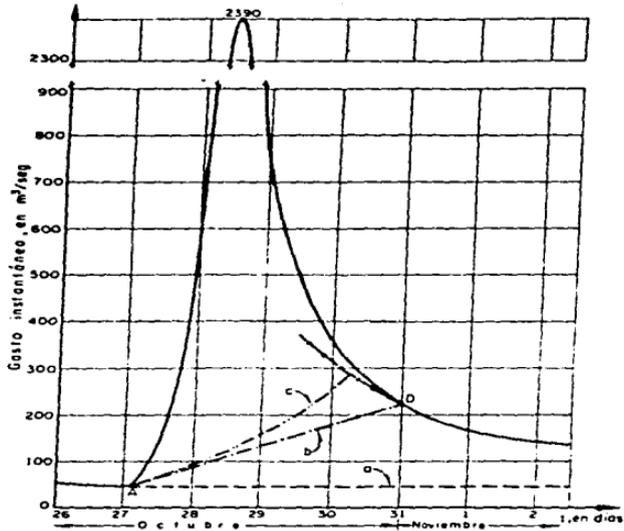


Fig. 4.4 Análisis de un hidrograma de una tormenta aislada.

Barnet* ofrece otro procedimiento de análisis para la curva de vaciado de los escurrimientos directo y base. La curva de recesión se puede expresar mediante la ecuación:

$$Q_t = Q_0 - K_r \quad \text{Ec. (4.1)}$$

Donde:

K_r = Constante de recesión

Q_0 = Gasto inicial sobre la curva de recesión, en m^3/seg .

Q_t = Gasto un tiempo t después del gasto Q_0 , en m^3/seg .

La ecuación anterior se expresa también como:

$$Q_t + 1 = K_r Q_t \quad \text{Ec. (4.2)}$$

Al trazar la gráfica $Q_t + 1$ contra Q_t ; la ec. 4.2 será una recta de pendiente K_r .

En las Figuras 4.5 a y b se muestran las rectas obtenidas para las curvas de vaciado de los escurrimientos directo y base de la cuenca de los ríos Papagayo y Omilán, Guerrero, deducidas del hidrograma de la fig. 4.4.

Lo anterior permite conocer las curvas de vaciado a partir del hidrograma de una tormenta. conocida la curva de vaciado del escurrimiento base se podrá determinar, como ya se dijo anteriormente, el punto de frontera sobre el hidrograma donde se separan los escurrimientos.

Los escurrimientos de un hidrograma se pueden separar prolongando la curva de vaciado del agua subterránea hacia atrás del punto de intersección con la curva de vaciado del escurrimiento directo, y ligando un punto arbitrario de esta con el punto del inicio del escurrimiento directo. Ese punto arbitrario de la curva de vaciado del escurrimiento base se localiza, en la zona de descenso del hidrograma (fig. 4.4, línea c).

Para aplicar este último criterio se requiere de un conocimiento previo del fenómeno en la zona donde se produce el escurrimiento; no se emplea muy frecuentemente; es más usual el criterio de la línea recta entre los puntos A y D (Fig. 4.4 línea b). Como se puede observar, en el cálculo del volumen de escurrimiento directo existe una diferencia mínima entre ambos criterios.

* B. S. Barnet, "Discussion of analysis of Runoff Characteristics by O.H Meyer", ASCE Transactions, Vol. los (1940) P. 106.

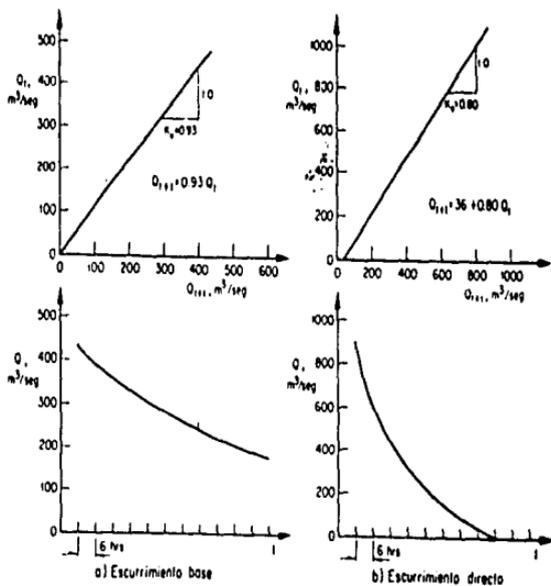


Fig. 45 Cálculo de la ecuación que define la curva de vaciado del escurrimiento de la cuenca de los ríos Omilán y Papagayo, Guerrero.

AFORO DE CORRIENTES.

Aforar una corriente en una sección consiste en determinar el gasto que pasa por ella en la unidad de tiempo. Existen diversas formas de aforar una corriente, dependiendo de las características del río por medir, así como del equipo disponible características del río por medir, así como del equipo disponible.

Los procedimientos para aforar una corriente se pueden agrupar en 3 criterios:

- a) Secciones de control.
- b) Relación Sección Velocidad.
- c) Relación Sección-Pendiente.

El criterio a) es el más exacto de los tres, pero solo es aplicable a cauces artificiales o a ríos de sección pequeña y escaso escurrimiento.

El criterio b) es el más usual y es utilizable en cualquier tipo de corriente.

El criterio c) es empleado para completar los registros que no pudieron obtenerse mediante b), aunque es muy usado para obtener gastos máximos de corrientes cuando no se dispone de aparatos de medición.

Cuando exista una presa, se le puede usar como estación de aforo habiendo calibrado previamente el vertedor y la obra de toma, y conociendo su función de almacenaje.

SECCIONES DE CONTROL.

En hidráulica, una sección de control de una corriente es aquella donde la energía específica del escurrimiento es mínima. Dicha energía está relacionada con el tirante crítico por lo que se dice que hay una sección de control donde se presenta el tirante crítico. Este ocurre cuando exista levantamiento en el fondo del cauce, estrechamiento en la sección, o una combinación de ambos. La sección de control puede ser artificial o natural; un ejemplo típico de la primera es la conocida como sección vertedora o vertedor, la cual puede ser de pared delgada o gruesa, dependiendo del ancho de la cresta vertedora que está en contacto con el agua.

Los vertedores de pared delgada se usan para aforar pequeñas corrientes o canales de riego. Si los gastos son menores de 0.50 m³/seg., se usan secciones transversales en forma de V, con ángulos de 60° o 90° en el vértice inferior. Para gastos mayores, se emplean secciones rectangulares.

La ventaja de utilizar este tipo de estructura es que solo se requiere conocer la carga de agua sobre la cresta vertedora y así obtener el gasto. Por ejemplo, para un vertedor sección rectangular, el gasto se calcula como:

$$Q = C L H^{3/2} \dots\dots\dots(4.3)$$

Donde:

- C = Coeficiente de descarga.
- H = Carga sobre la cresta vertedora, en m.
- L = Longitud de la cresta vertedora, en m
- Q = Gasto, en m³/seg.

Se tiene la desventaja de que si la corriente transporta material sólido, este tipo de estructuras funciona como una trampa de dicho material, originando fluctuaciones en el coeficiente de descarga y problemas de mantenimiento.

Muchas veces, para evitar estos problemas, se construyen secciones de control elevando el fondo del río, estrechando su sección o ambos, el aforo de la corriente se efectúa de la misma manera que para vertedores de pared delgada. En secciones rectangulares, el gasto se calcula como:

$$Q = 1.7 b H^{3/2}$$

Donde:

- b = Ancho de la sección del río, en m.
- H = Energía específica, en m.
- Q = Gasto que pasa por la sección de control, en m³/seg.

La energía específica es igual a la suma del tirante en la sección de control y de su carga de velocidad.

RELACION - SECCION - VELOCIDAD

Este criterio es el más usual en ríos y se basa en el principio de continuidad

$$Q = VA \text{ (4.4)}$$

Donde:

- A = Área hidráulica de la sección transversal de una corriente, en m²
- Q = Gasto que pasa por esa sección, en m³/seg.
- V = Velocidad media de la corriente en dicha sección, en m/seg.

Lo anterior implica que, para conocer el gasto de un río, en una cierta sección de este, se requiere evaluar su velocidad y área. Si se determina el perfil de la sección de atoros, al conocer el tirante del agua se obtiene el área hidráulica, entonces, el problema se reduce a medir en una estación de atoros las elevaciones y velocidades medias del agua, para calcular el gasto que pasa en el momento de efectuar dichas mediciones.

a) Características de una estación de aforos o hidrométrica.

Cualquier estación de aforos que use el criterio sección-velocidad está compuesta por tres partes esenciales que son:

Control:

Es una sección transversal o tramo del cauce del río que permite determinar la relación entre las elevaciones del agua y sus gastos correspondientes.

Medidor de niveles:

Es un instrumento que se instala aguas arriba del control, dentro de su intervalo de influencia, con el propósito de determinar las fluctuaciones de elevación con respecto al tiempo.

Sección medidora:

Es la sección transversal de la corriente donde se valúa el gasto. La posición de dicha sección no está restringida, y puede encontrarse aguas arriba o abajo de la sección de control, pero también dentro de su zona de influencia. Muchas veces la sección medidora es la misma que el control.

b) Sección de control.

De los tres componentes de la estación de aforos, el más importante es el control, y para localizarlo se requiere de un cuidadoso estudio del tramo del río donde se proyecte instalar una estación de aforos.

Se debe considerar que el mejor control es aquel donde la sección casi no varía y que sirve para todas las elevaciones del río.

Esto implica que si el perfil longitudinal del río es sinuoso, se deberá escoger una sección sobrelevada, de tal manera que controle la mayor longitud de tramo de río; además, se debe evitar ubicarla cerca de la confluencia de otra corriente, para evitar el efecto de remanso.

c) Medición de elevaciones.

La elevación de la superficie del agua en una corriente se define como la altura de dicha superficie referida a una cota arbitraria, que en algunos casos es el nivel del mar, o bien, un nivel inferior al fondo del cauce del río o su nivel en época de estiaje. Los aparatos utilizados para medir la elevación de una corriente pueden ser manuales o automáticos.

A los aparatos manuales se les conoce como limnímetros. El limnómetro más usual consiste en una regla graduada que se introduce en la corriente. El problema que presenta este tipo de aparatos es que no registran las elevaciones máximas, puesto que la

información está supeditada al programa de lecturas que ejecute el operador. En general, en época de avenidas, se hacen lecturas de escala cada dos horas durante el día y, en época de estiaje, una diaria. Para registrar las elevaciones máximas, la regla graduada se marca con pintura soluble al agua, o, se registra, entre los intervalos de medición, la ocurrencia de alguna elevación máxima.

Otro tipo de limnómetro, semejante al anterior, consiste en un peso suspendido de un cable. Este aparato se utiliza si se cuenta con una estructura superior al nivel del agua, por ejemplo un puente, que sirve como elevación de referencia. Colocando el dispositivo sobre la elevación de referencia, se mide la longitud de cable que soporte el peso, cuando este toca la superficie del agua, entonces, la elevación de la superficie del agua es la elevación de referencia menos la longitud del cable. Este aparato tiene los mismos inconvenientes que la regla graduada, con el problema adicional de requerirse una estructura de referencia.

Por otro lado, los aparatos de registro automático de la elevación de una corriente con respecto al tiempo se conocen con el nombre de limnógrafos.

Los limnógrafos tienen un flotador sobre la superficie del agua, el cual está ligado a una aguja que marca sobre un papel de registro las variaciones de los niveles de agua que le transmite dicho flotador. El papel está montado sobre un cilindro, el cual tiene un sistema de relojería que le permite desplazarse de izquierda a derecha. Así, se obtienen registros de cambios de elevación de la superficie del agua contra el tiempo en que ocurren.

Cualquiera que sea el tipo de aparatos que se empleen, conviene colocarlos en la sección de control y dentro de su zona de influencia. Además, deberán protegerse contra la destrucción por materiales flotantes y colocarse en una zona donde no exista perturbación del nivel del agua por efecto del viento. En general, si el aparato es un limnógrafo, este se instala junto a la corriente, para lo cual se construye un pozo o una zanja en la orilla del río por medir. El pozo se liga a la corriente mediante una tubería, no así la zanja, la cual se construye transversal a la corriente. En el caso de un limnómetro de escala, este se instala sobre la margen del río, rebajándola para que tenga un talud constante, o bien, sobre una zanja transversal a la corriente.

d) Valuación del gasto.

Una vez conocida la sección de control, es posible obtener el área hidráulica para cualquier elevación de la superficie de la superficie libre del agua. Entonces, para calcular el gasto relacionado con esta área hidráulica, es necesario determinar la velocidad media de la corriente. Como la velocidad de la corriente no es uniforme, para obtener una mayor aproximación al valor el gasto, se acostumbra dividir a la sección transversal de la corriente en áreas parciales que, en general, son fajas verticales tipo (4.9). Lo anterior tiene como finalidad definir los puntos de medición de la velocidad de la corriente. Estas puntos se seleccionan de acuerdo con el criterio que se siga al valorar la

velocidad media en una vertical, los cuales están basados en considerar a la distribución de la velocidad en una vertical como una parábola. (fig. 4.10).

Para valuar la velocidad media en una faja vertical se hacen mediciones de velocidad en puntos que se encuentren al 20 y 80 por ciento del tirante, a partir del nivel de la superficie libre del agua, y considerar al promedio como la velocidad media. Cuando la corriente es pequeña, se pueden presentar problemas al emplear el criterio anterior, debido a las dificultades para medir la velocidad, en este caso, es aceptable que la velocidad media de la corriente corresponda a la velocidad que se mida a una profundidad del (60) por ciento del tirante a partir de la superficie libre del agua (fig. 4.10). Un último criterio es la combinación de las dos anteriores, ósea, aceptar como velocidad media al promedio de las velocidades medidas al 20, 60 y 80 por ciento del tirante a partir de la superficie libre del agua.

Conocida la velocidad media en cada faja vertical, el gasto que pasa se calcula como:

$$Q = \sum_{i=1}^n a_i v_i$$

Donde:

a_i = Área de la faja vertical i , en m^2 (Fig. 4.9)

v_i = Velocidad media de la faja vertical i , en m/seg . (Fig. 4.10)

Q = Gasto instantáneo que pasa por la sección de aforos en el momento de efectuar las mediciones, en m^3/seg .

En general, el valuar un gasto, los mayores errores se originan al medir las áreas, más que las velocidades. Por esta razón, es conveniente dar una especial atención a la medición de la profundidad de una corriente. Cuando las velocidades de la corriente son bajas, no se presentan problemas al obtener las áreas, pero cuando tiene velocidades medias mayores a 1.5 m/seg , y el río es hondo, es difícil hacer mediciones exactas de la profundidades.

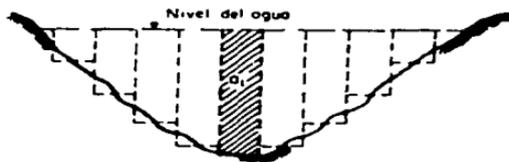


Fig 4.9 Forma de subdividir un cauce para valor el gasto

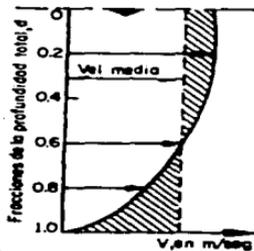


Fig 4.10 Curva de velocidades en la vertical de una corriente

Si la sección medidora, que no varía, es posible obtener su contorno en época de estiaje, con lo cual se conoce a priori el área de las tajos verticales para cada elevación del agua.

Si la sección medidora cambia constantemente, de tal forma que no se considera una sección fija, es necesario medir las profundidades para cada tajo vertical donde se haya determinaciones de velocidades.

El sondeo de un río con altas velocidades se hace utilizando un escandallo, el cual consiste en un peso de plomo de forma aerodinámica suspendido por un cable de acero. La más usual es que al mismo tiempo que se efectúa el sondeo se mida la velocidad, con el objeto de evitar errores de posición.

Para medir la velocidad de la corriente de un río, se utiliza un molinete, que es un aparato formado por una hélice o rueda de aspas o de copas que, accionado por la corriente, gira sobre un eje montado en un dispositivo de suspensiones (fig. 4.11), transmitiendo su movimiento a un sistema registrador que permite conocer el número de vueltas que da la hélice o rueda en un intervalo de tiempo. La relación entre el número de revoluciones en un determinado tiempo y la velocidad de la corriente se conoce por observaciones de laboratorio efectuadas con anterioridad.

Al hacer las mediciones de velocidades en un río, en general, el molinete se liga al escandallo, colocándolo a una distancia conveniente arriba del peso de plomo. Para efectuar los sondeos conveniente arriba del peso de plomo. Para efectuar los sondeos y los registros de velocidad en la sección medidora de un río, si no hay puente, se utiliza un sistema de cable canastilla, donde se instala el operador que la a efectuar las mediciones. Este sistema permite hacer cualquier medición sobre su eje, que generalmente es transversal a la corriente.

Cuando las mediciones se efectúan utilizando un sistema de cable canastilla, en agua rápidas y profundas, se tiene que hacer correcciones, con el objetivo de determinar la altura vertical de la corriente y la posición relativa del molinete.

De todos los métodos citados anteriormente (aforos de corrientes) para medir el gasto de un río, el más económico y práctico es el que está basado en la medición del área transversal de la corriente y de la velocidad del flujo, determina esta última, por medio de un molinete hidráulico (Fig. 4.12).



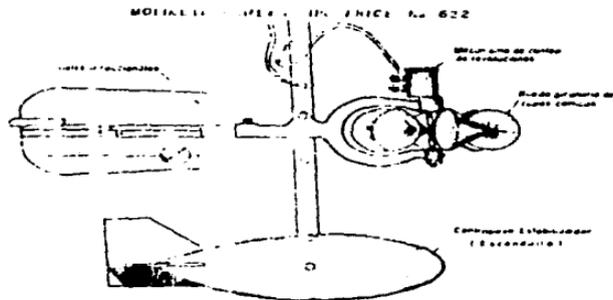
Fig. 4.11

El molinete hidráulico es un dispositivo que consta básicamente de 4 partes:

- 1) Rueda giratoria de aguas o copas, las cuales el agua en movimiento las hace girar
- 2) Mecanismo de conteo del número de vueltas de la rueda giratoria.
- 3) Timón o aletas direccionales.
- 5) Contrapeso estabilizador o escandallo

Fig. 412

MOLINETE GURLEY TIPO PRICE N° 622



Conociendo el número de vueltas que dio la rueda y el tiempo transcurrido, se puede calcular la velocidad del agua con ayuda de la llamada curva o Tabla de Calibrado del molinete:

En la fig. 4.13 se muestra la posición que toma el escandallo al introducirlo en la corriente de un río. Para valuar la distancia vertical en el sitio donde se introduce el escandallo, se requiere que este sea lo suficientemente pesado para que llegue al fondo de la corriente a pesar de la fuerza de esta; además, que el peso sea soportado totalmente por el cable y que este presente para resistencia a la corriente, si lo anterior se cumple, de la fig. 4.13 se tiene que

$$Lb = (1 - K) \frac{L^2}{2} \sin^2 \theta \quad (4.6)$$

Donde:

k es un coeficiente función del ángulo θ

(Tabla 4.1)

Esta forma de sondear una corriente utilizando el coeficiente K es correcta, siempre y cuando la dirección de la corriente no se desvie, más de 10° de una perpendicular a la sección de medición.

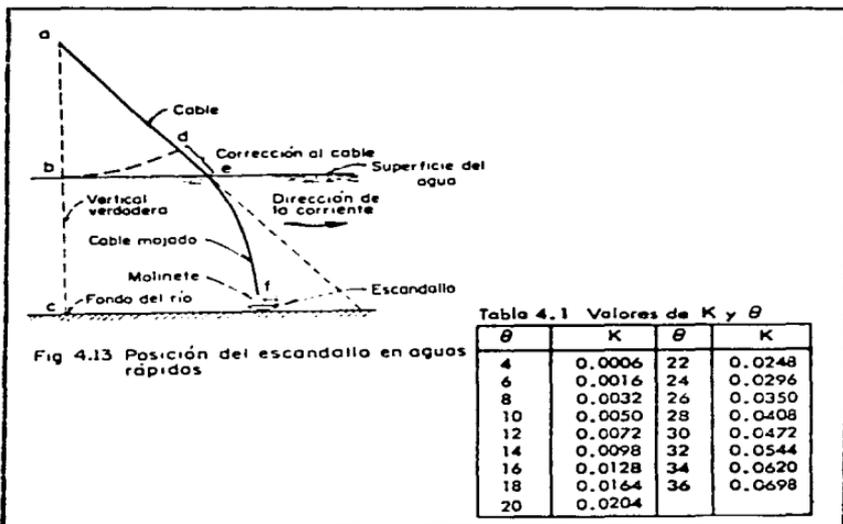


Tabla 4.1 Valores de K y θ

θ	K	θ	K
4	0.0006	22	0.0248
6	0.0016	24	0.0296
8	0.0032	26	0.0350
10	0.0050	28	0.0408
12	0.0072	30	0.0472
14	0.0098	32	0.0544
16	0.0128	34	0.0620
18	0.0164	36	0.0698
20	0.0204		

RELACION SECCION-PENDIENTE.

Este criterio permite obtener el gasto de una corriente a partir de la fórmula de Manning. Para esto se requiere conocer las características topográficas del tramo de río donde se quiera valorar el gasto y el nivel del agua para ese gasto en las secciones transversales del inicio y terminación del tramo, el tramo de río debe ser lo más uniforme posible, para no tener secciones de control dentro de él.

Según Manning,

$$V = \frac{1}{n} R^{2/3} S^{1/2} \dots\dots\dots(4.7)$$

Donde:

- n = Coeficiente de rugosidad de Manning
- R = Radio Hidráulico, en m.
- S = Pendiente del gradiente de energía.
- V = Velocidad media, en m/seg

Si se conoce el área hidráulica de la sección transversal A, sustituyendo la ec. 4.7 en la ec. 4.4, se tiene que el gasto es

$$Q = \frac{A}{n} R^{2/3} S^{1/2} \dots\dots\dots(4.8)$$

Si se denomina con subíndice 1 a las características de la sección inicial aguas arriba del tramo en estudio, y con subíndice 2 a las características de la sección final aguas abajo del tramo, los elementos de la ec. 4.8 se puede calcular como sigue:

$$A = \frac{A_1 + A_2}{2} ; R = \frac{R_1 + R_2}{2} ; S = \frac{h_1 - h_2}{L} \text{ y } h_1 = Z + hv + h_t$$

Donde:

- h_t = Pérdida por turbulencia, en m.
- h_v = Pérdida de carga de velocidad, en m.
- Z = Desnivel entre las secciones 1 y 2, en m.
- L = Longitud horizontal entre las secciones 1 y 2, en m.

En general las pérdidas h_v y h_t puede desprenderse, aunque pueden ser de consideración si las velocidades en las secciones 1 y 2 son muy diferentes.*

* Ver a Chow "Open Channel Hydraulics", Mc Graw-Hill, Nueva York (1959)

Debido a su sencillez, este criterio tiene gran aplicación cuando se desea conocer el gasto en un río del cual no se dispone datos. Debe considerarse que en este criterio se supone un régimen establecido; esto no ocurre cuando se tiene una avenida, que generalmente es el caso de mayor interés. Por otra parte, el gasto está en relación directa con el coeficiente de rugosidad de Manning, lo que origina que un error en la valuación de este trascienda en el valor del gasto.

Este criterio es ideal para completar registros de gastos de una estación hidrométrica, ya que en este caso se dispone de suficientes datos para valuar con bastante precisión el coeficiente de rugosidad de Manning.

Como se ha podido observar los tres métodos mencionados y más comúnmente utilizados, en la práctica para el aforo de corrientes, tiene sus ventajas y desventajas como cualquier otro método aplicado a una ciencia tan compleja como lo es la hidrología.

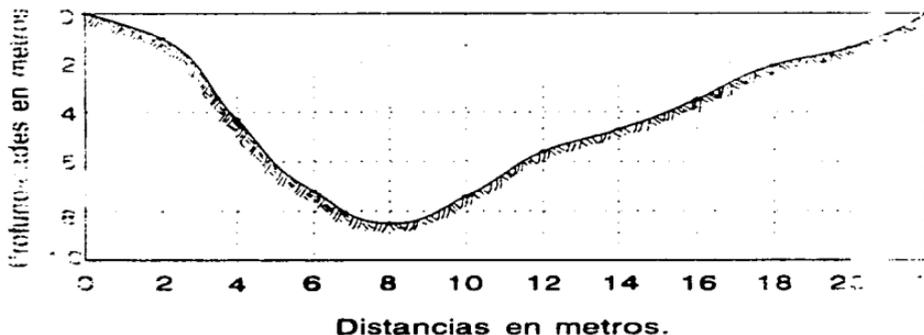
A continuación se muestra 3 ejemplos íntimamente relacionados con los expuestos en este capítulo.

Estos ejemplos han sido relacionados en una forma práctica y sencilla siguiendo una secuencia que nos permitirá comprender paso a paso la obtención de las velocidades y por ende del gasto en la descarga de un río, así como también un ejemplo que nos permitirá visualizar la obtención de una curva de elevación-gasto de donde solo se tiene el dato de la elevación máxima en la avenida.

Ejemplo 4.1

Calcular la descarga del río, si se tienen los siguientes los datos de la distancia, la profundidad y las velocidades a 0.2d y 0.8d.

Distancia (m)	Profundidad (m)	Velocidad a 0.2d	Velocidad a 0.8d	Velocidad promedio	Area de vena	Q
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.000
2.00	1.00	1.40	0.70	1.05	2.00	2.100
4.00	4.30	1.00	1.20	1.10	8.60	9.460
6.00	7.20	2.60	1.80	2.20	14.40	31.280
8.00	8.50	2.90	2.00	2.45	17.00	43.650
10.00	7.40	2.70	1.90	2.30	14.80	34.040
12.00	5.80	2.50	1.70	2.10	11.20	23.520
14.00	4.70	2.30	1.50	1.90	9.40	17.850
16.00	3.50	2.10	1.30	1.70	7.00	11.900
18.00	2.10	1.80	1.10	1.45	4.20	6.030
20.00	1.40	1.50	1.00	1.25	2.80	3.500
22.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.000
						181.8



Calcular la velocidad, en base al número de revoluciones como: 0, 30, 90, 90, 100, 120, 125, 115, 95, 85 y 70. Los coeficientes a y b son: 0.45 y 0.03 respectivamente.

Solución.

Las velocidades se calculan con la fórmula

$$V = a + bN$$

donde: N = número de revoluciones.

$$V = 0.45 + 0.03N$$

Revoluciones	0	30	90	95	100	120	130	125	115	95	85	70
Velocidades	0	2.85	3.15	3.30	3.45	4.05	4.35	4.20	3.90	3.30	3.00	2.55

Ejemplo 4.2

Calcule la descarga directa para una sección triangular con una pendiente 3 horizontal y 1 vertical con una separación de 500 m. Los datos durante el escurrimiento en las dos secciones son los siguientes:

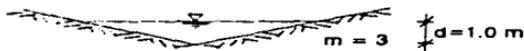
	Profundidad (elevaciones en m.)		Superficie del agua (elevaciones en m.)
Aguas arriba	(1)	100	101
	(2)	99	100.5

El coeficiente de rugosidad de Manning es $n = 0.025$. El tipo de flujo es uniforme.

SOLUCIÓN

Calculo de las propiedades geométricas de las secciones

①



$$A_1 = \pi d^2 = (3)(1)^2 = 3 \text{ m}^2$$

$$P_1 = 2c\sqrt{1+m^2} = 2(1)\sqrt{1+3^2} = 6.3245 \text{ m}$$

$$R_{h1} = A_1/P_1 = 3/6.3245 = 0.4743 \text{ m}$$

②



$$A_2 = \pi d^2 = (3)(1.5)^2 = 6.75 \text{ m}^2$$

$$P_2 = 2d\sqrt{1+m^2} = 2(1.5)\sqrt{1+3^2} = 9.4868 \text{ m}$$

$$R_{h2} = A_2/P_2 = 6.75/9.4868 = 0.71151 \text{ m}$$

Determinación de los coeficientes de conducción

$$K_1 = \frac{1}{n} A_1 R_{h1}^{3/2} = \frac{1}{0.025} (3)(0.4743)^{3/2} = 72.9822$$

$$K_2 = \frac{1}{n} A_2 R_{h2}^{3/2} = \frac{1}{0.025} (6.75)(0.71151)^{3/2} = 215.1889$$

Determinación del coeficiente medio geométrico

$$K\bar{d} = \sqrt{Kd_1 Kd_2} = \sqrt{(72.9822)(215.1889)} = \sqrt{15704.9563}$$

$$K\bar{d} = 125.3194$$

Determinación del coeficiente virtual entre ambas secciones

$$K_{\text{virtual}} = \frac{1}{\sqrt{\frac{1}{(K\bar{d})^2} - \frac{1}{b g L} \left(\frac{1}{A_1^2} - \frac{1}{A_2^2} \right)}}$$

$$K_{\text{virtual}} = \frac{1}{\sqrt{\frac{1}{125.3194^2} - \frac{1}{(4)(9.81)(500)} \left(\frac{1}{3^2} - \frac{1}{6.75^2} \right)}}$$

$$K_{\text{virtual}} = \frac{1}{\sqrt{6.3674 \times 10^{-5} - 4.545 \times 10^{-6}}}$$

$$K_{\text{virtual}} = 130.04627$$

$$b = 2 \text{ si } A_1 > A_2$$

$$b = 4 \text{ si } A_2 > A_1$$

Determinación del gasto

$$Q = K_{\text{virtual}} \sqrt{s}$$

donde: $s = \Delta y / L$

$$\Delta y = (Z_1 + Y_1) - (Z_2 + Y_2) = (100 + 1) - (99 + 1.5) = 0.5$$

$$s = 0.5 / 500 = 0.001$$

$$Q = 130.04627 \sqrt{0.001} = (130.04627)(0.031622) = 4.1124 \text{ m}^3/\text{seg}$$

Determinación de hf

$$hf = (h_1 - h_2) + (V_1^2 / 2g - V_2^2 / 2g) - Ke(V_1^2 / 2g - V_2^2 / 2g)$$

Ke = coeficiente que depende de la naturaleza del flujo del escurrimiento de canal.

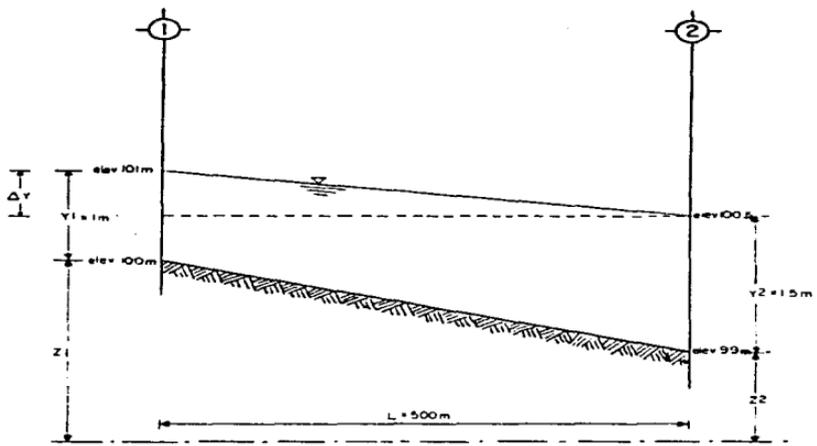
Tipo de flujo	Expansión	Contracción
Uniforme	0	0
Transición gradual	0.3	0.1
Transición abrupta	0.8	0.6

$$\Delta f = (0.5) + (4.1124^2 / 3^2 \times 19.62) - (4.1124^2 / 6.75^2 \times 19.62) - 0$$

$$h_f = 0.5 - 0.07685 = 0.42314 \text{ m.}$$

$$s = \frac{hf}{L} = \frac{0.42314}{500} = 8.46288 \times 10^{-4}$$

$$Q = 130.04627 \sqrt{8.46288 \times 10^{-4}} = 3.78318 \text{ m}^3/\text{seg.}$$



Ejemplo 4.3

CURVAS DE ELEVACIÓN GASTO

En una cierta corriente, una avenida ocurrió por la noche y no fue posible medir su gasto, sino que únicamente quedo registrada su elevación máxima en 4.42 m. Durante mediciones (aforos) previos a la sección se obtuvieron las elevaciones y gastos consignados en la tabla siguiente:

Punto	Elevación	Gasto (m ³ /seg)
1	0.524	28.9
2	0.592	40.7
3	0.762	76.4
4	1.053	138.7
5	1.225	186.8
6	1.298	217.9
7	1.548	267.4
8	1.605	282.0
9	1.710	302.8
10	1.823	370.7
11	2.042	427.3
12	2.081	455.6
13	2.377	537.7
14	2.667	682.0
15	2.720	651.5
16	2.807	707.5
17	3.018	772.6

A partir de los datos anteriores ajustar una ecuación del tipo

$$Q = c(E - E_0)^n \quad \dots (1)$$

Donde

Q = gasto en m³/seg

E = nivel del agua en m.

E₀ = Nivel base (esto es para el cual el gasto es nulo)

C y n = parámetros que deberán obtenerse de la ecuación por el método de los mínimos cuadrados.

Solucion

El ajuste de la curva elevación gasto se realiza utilizando el método de los mínimos cuadrados y empleando una función del tipo anterior. Así tenemos que

$$\ln Q = n \ln (E - E_0) + \ln C$$

Comparando estos con la ecuación de la recta $Y = mx + b$ resulta:

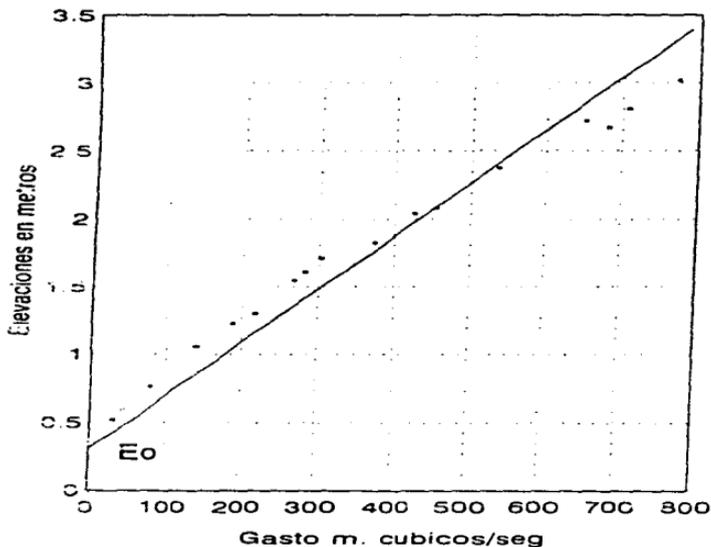
$$Y = \ln Q \qquad x = \ln (E - E_0)$$

122

$$m = n$$

$$b = \ln C$$

Llevando los datos de la tabla anterior a una gráfica y ajustando los puntos de la misma mediante una línea recta obtenemos a $E_0 = 0.3$.



$Y = mx + b$... Ec. de la línea recta

$$b = S_{xy} / S_x^2$$

$$S_{xy} = (\sum X_i Y_i) / n - \bar{Y} \bar{X}$$

$$S_x^2 = \sum X_i^2 / n - \bar{X}^2$$

N	Q	Y	E-E0	Ln Q	Ln (E-E0)	Ln Q Ln (E-E0)	[Ln (E-E0)]
1	28.9	0.524	0.224	3.3638	-1.4961	-5.0327	2.2383
2	40.7	0.592	0.292	3.7062	-1.2310	-4.5624	1.5154
3	76.4	0.762	0.462	4.3360	-0.7722	-3.3482	0.5983
4	138.7	1.053	0.753	4.9323	-0.2837	-1.3992	0.0805
5	186.8	1.225	0.925	5.2300	-0.0780	-0.4077	0.0061
6	217.9	1.289	0.989	5.3840	-0.0111	-0.0596	0.0001
7	267.4	1.548	1.248	5.5887	0.2215	1.2381	0.0491
8	282.8	1.605	1.305	5.6447	0.2662	1.5026	0.0709
9	302.8	1.710	1.410	5.7131	0.3436	1.9630	0.1181
10	370.7	1.823	1.523	5.9154	0.4207	2.4885	0.1770
11	427.3	2.042	1.742	6.0575	0.5550	3.3621	0.3081
12	455.6	2.081	1.781	6.1216	0.5772	3.5332	0.3331
13	537.7	2.377	2.077	6.2873	0.7309	4.5955	0.5343
14	682.0	2.667	2.367	6.5250	0.8616	5.6221	0.7424
15	651.5	2.720	2.420	6.4793	0.8838	5.7262	0.7810
16	707.5	2.807	2.507	6.5617	0.9191	6.0308	0.8447
17	772.6	3.018	2.718	6.6498	0.9999	6.6491	0.9998
				94.4966	2.9075	27.9015	9.3950

Sustituyendo los valores encontrados en la tabla anterior en las ecuaciones para encontrar S_{xy} , SX^2 y m respectivamente, tenemos:

$$S_{xy} = (27.9015/17) - (5.5586)(0.1710) = 0.69058$$

$$SX^2 = (9.3950/17) - 0.1710^2 = 0.52339$$

$$m = 0.69058 / 0.52339 = 1.3194$$

Despejando a b y sustituyendo datos en la ecuación de la recta, tenemos:

$$b = Y - mx = 5.5586 - (1.3194)(0.1710) = 5.3329$$

además, como sabemos que $b = \ln C$, tenemos que

$$C = e^b = e^{5.3329} = 207.0375$$

Finalmente sustituyendo en la ecuación (1), tenemos:

$$Q = 207.0375(E - 0.3)^{1.3194}$$

Ajustar una ecuación de la forma

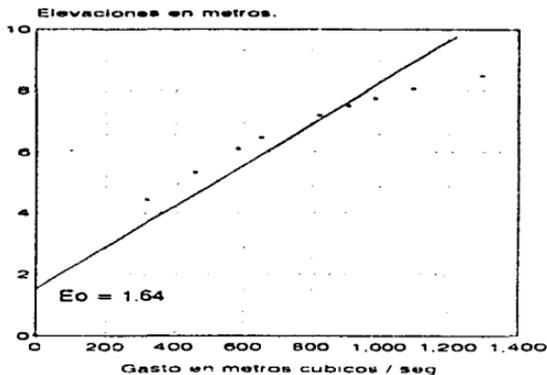
$$Q = c(E - E_0)^n \dots \dots \dots (1)$$

Para los siguientes datos:

E(m)	4.42	5.33	6.10	6.46	7.19	7.50	7.74	8.05	8.47
Q (m ³ /seg)	319.79	455.63	582.98	650.90	820.70	905.60	984.84	1098.04	1296.14

$E_0 = 1.64$ m

Solución



N	Q (m ³ /seg)	Y (m)	E - E ₀	Ln Q	Ln (E - E ₀)	LnQ/Ln(E-E ₀)	[Ln(E-E ₀)]
1	319.79	4.42	2.78	5.7677	1.0225	5.6972	1.0454
2	455.63	5.33	3.69	6.1217	1.3056	7.9926	1.7047
3	582.98	6.10	4.46	6.3682	1.4951	9.5213	2.2355
4	650.90	6.46	4.82	6.4784	1.5728	10.1890	2.4736
5	820.70	7.19	5.55	6.7102	1.7138	11.4999	2.9371
6	905.60	7.50	5.86	6.8086	1.7681	12.0386	3.1264
7	984.84	7.74	6.10	6.8925	1.8083	12.4636	3.2699
8	1098.04	8.05	6.41	7.0013	1.8579	13.0074	3.4516
9	1296.14	8.47	6.83	7.1671	1.9213	13.7704	3.6915
				59.3155	14.4654	96.3800	23.9356

Sustituyendo los valores encontrados en la tabla anterior en las ecuaciones para encontrar S_{xy} , SX^2 y m respectivamente, tenemos:

$$S_{xy} = (96.3800/9) - (6.5906)(1.6072) = 0.11604$$

$$SX^2 = (23.9356/9) - 1.6072^2 = 0.07621$$

$$m = 0.11604 / 0.07621 = 1.5223$$

Despejando a b y sustituyendo datos en la ecuación de la recta, tenemos:

$$b = Y - mx = 6.5906 - (1.6072)(1.5223) = 4.1439$$

Además, como sabemos que $b = \ln C$, tenemos que

$$C = e^b = e^{4.1439} = 63.0519$$

Finalmente sustituyendo en la ecuación (1), tenemos:

$$63.0519(E - 1.64)^{1.5223}$$

CAPÍTULO V
AVENIDA DE DISEÑO.

V. 1 ESTIMACIÓN DE GASTOS MÍNIMOS

Este subcapítulo se hace referencia a los conceptos hidrológicos fundamentales necesarios para el diseño de vasos y tránsito de avenidas en cauces, los cuales, aunque relativamente simples, son de gran importancia en hidrología, pues en gran parte constituye las bases sobre las que se sustentan el dimensionamiento de las presas y otras obras de aprovechamiento y protección contra inundaciones.

A continuación se hará una breve referencia y descripción sobre los distintos niveles de agua utilizados para el diseño de vasos de almacenamiento, los cuales se consideran sumamente importantes ya que como se menciona en el presente subcapítulo la estimación de un gasto mínimo (cantidad de agua mínima en un vaso de almacenamiento) es indispensablemente necesario para evitar el azolvamiento y obstrucción de las obras hidráulicas en dicho vaso.

-TIPOS DE ALMACENAMIENTO Y SUS CARACTERÍSTICAS.

La siguiente descripción se refiere a los tipos de almacenamiento y sus características de interés en la hidrología. Los detalles restantes corresponden a otras materias, como obras hidráulicas e hidráulica fluvial.

Un vaso de almacenamiento sirve para regular los escurrimientos de un río, es decir, para almacenar el volumen de agua que escurre en exceso en las temporadas de lluvia para posteriormente usarlo en las épocas de sequía, cuando los escurrimientos son escasos. Esto se puede ilustrar con una situación como la que se muestra en la Fig. 5.1 donde se ha dibujado en forma esquemática, el hidrograma anual de escurrimiento en un río y una demanda. En este caso, la demanda de agua, constante durante todo el año, es mayor de lo que aporta el río en los meses de diciembre. Es necesario, entonces, almacenar el volumen sobrante para poder satisfacer la demanda cuando el escurrimiento en el río no es suficiente, para lo cual se requiere un vaso de almacenamiento.

Un vaso de almacenamiento puede tener uno o varios de los siguientes propósitos:

- a) Irrigación.
- b) Generación de energía eléctrica.
- c) Control de avenidas.
- d) Abastecimiento de agua potable.
- e) Navegación.
- f) Acuicultura.
- g) Recreación.
- h) retención de sedimentos.

Los principales componentes de un vaso de almacenamiento se muestran en la fig. 5.2.

El NAMINO (nivel de aguas mínimas de operación), es el nivel más bajo con el que puede operar la presa. Cuando esta es para irrigación y otros usos, el NAMINO (también llamado en este caso NAMIN o Nivel de Agua Mínima) coincide con el nivel al que se encuentra la entrada de la obra de toma, en el caso de presas para energía eléctrica, el NAMINO se fija de acuerdo con la carga mínima necesaria para que las turbinas operen en buenas condiciones. El volumen muerto es el que queda abajo del NAMINO o NAMIN, es un volumen del que no se puede disponer, el volumen de es el que queda abajo del nivel de la toma y se reserva para recibir el acarreo de sólidos por el río durante la vida útil de la presa. Es conveniente hacer notar que el depósito de sedimentos en una presa no se produce como está mostrado en la Fig. 5.2 (con un nivel horizontal) sino que los sedimentos se reporten a lo largo del embalse, tendiéndose los más gruesos al principio del mismo y los más finos cerca de la cortina. De hecho, en algunos casos existe movimiento de los sedimentos depositados dentro del vaso, fenómeno que se como corriente de densidad. La operación de la presa se lleva a cabo entre el NAMINO o NAMIN y el NAMO (Nivel de aguas máximas ordinarias o de operación). El NAMO es el máximo nivel con que puede operar la presa para satisfacer las demandas, cuando el vertedor de excedencias (estructura que sirve para desalojar los volúmenes excedentes de agua que pueden poner en peligro la seguridad de la obra) no es controlado por compuertas, el NAMO coincide con su cresta o punto más alto del vertedor. En el caso de que la descarga por el vertedor, en el caso de que la descarga por el vertedor esté controlada, el puede estar por arriba de la cresta e incluso puede cambiar a lo largo del año. Así, en época de estiaje es posible que un NAMO mayor que en época de avenidas, pues la probabilidad de que se presente una avenida en la primera época es menor que en la segunda. El volumen que se almacena entre el NAMO y el NAMIN o NAMINO se llama volumen o capacidad útil y es con el que se satisfacen las demandas de agua.

El NAME (nivel de aguas máximas extraordinarias) es el nivel más alto que debe alcanzar el agua en el vaso bajo cualquier condición, el volumen que queda entre este nivel y el NAMO, llamado superalmacenamiento, sirve para controlar las avenidas que se presentan cuando el nivel en el vaso está cercano al NAMO. El espacio que queda entre el NAME y la máxima elevación de la cortina (corona) se denomina barda libre y está destinado a contener el oleaje y la marea producidos por el viento, así como a compensar las reducciones en la altura de la cortina provocadas por sus asentamientos.

En resumen existen cuatro volúmenes principales en toda presa que es necesario determinar para diseñar el vaso: el volumen de azolves, el volumen muerto, es volumen útil y el volumen de superalmacenamiento.

La determinación de los 2 primeros están basados principalmente en la hidráulica fluvial (para volúmenes de azolves) y el volumen muerto, en el caso de plantas hidroeléctricas, dependiendo entre otras cosas del tipo de turbinas que se use.

Almacenamiento y tránsito en vasos y canales

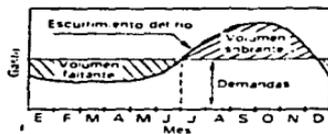


Fig. 5.1

Tipos de almacenamientos y sus características

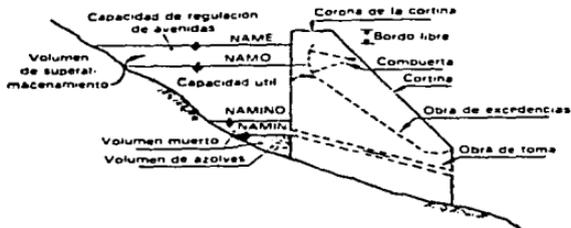


Fig. 5.2 Principales componentes de un vaso

V. 2 MÉTODO PARA EL CÁLCULO DE AVENIDAS MÁXIMAS.

-Clasificación.

Para los fines de este capítulo se pueden clasificar los métodos para determinar las avenidas máximas como sigue:

- Empíricos.
- Semiempíricos.
- Estadísticos.

Los métodos empíricos se emplean para obtener una idea preliminar sobre el gasto de diseño, o bien cuando no se conoce las características de la precipitación en la zona correspondiente a la cuenca en estudio, ya que con ellos intervienen como variables únicamente las características físicas de la cuenca. En nuestro medio se utilizan con frecuencia los métodos 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.

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

Los métodos estadísticos son de gran utilidad en sitios en los que se cuenta con un buen registro de los gastos ocurridos. Se basan en suponer que los gastos máximos anuales acaecidos en una cuenca, son una muestra aleatoria de una población de gastos máximos. Difieren entre ellos en la forma de la función distribución de probabilidades que se supone tiene la población.

Las definiciones anteriores dan un panorama de los métodos empleados en el de la hidrología para la obtención de los gastos máximos y de diseño. Por lo que ahora, más que seguir deteniendo a cada uno de los métodos, así como un ejemplo sencillo de aplicación.

MÉTODO EMPLEADO POR LA SECRETARÍA DE COMUNICACIONES Y TRANSPORTES.

●Método de Creager.

Para la obtención de su fórmula, Creager graficó los gastos máximos por unidad de área observados en cuencas de todo el mundo, contra el área misma de la cuenca.

Después trazo una curva que fuera envolvente de todos los puntos graficados y obtuvo la ecuación correspondiente, la cual se expresa como

$$q = 0.503 C (0.386 A) \left(\frac{0.894}{(0.386 A)^{0.266}} \right)^{-1} \dots \dots (5-1)$$

Donde:

q = Gasto unitario en m^3/cm^2

A = Área de la cuenca en km^2

C = Parámetro que depende de la región considerada.

100 Cuando se consideran las cuencas de todo el mundo el parámetro c vale

Conviene hacer notar que el problema planteado admite múltiples soluciones, dependiendo de los puntos que se escogen para definir la curva envolvente, lo que ha dado lugar a otro método similar al de Creager que es el método "curva de Lowry, el cual se verá más adelante.

La Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos, a través de su Departamento de Estudios Hidrológicos, de la Dirección de Hidrología, la ecuación (5.1) considerando por separado 24 regiones hidrológicas en la República Mexicana; los resultados están publicadas en formas de gráficas, una por cada región hidrológica con su envolvente y su valor de C correspondiente y otra que engloba la información obtenida en toda la República. Más recientemente la secretaria mencionada modificó la división hidrológica de la república, considerando actualmente 37 regiones hidrológicas, para la mayoría de las cuales cuenta ya con el valor de C correspondiente.

Ejemplo 5.1.

Obtener el gasto máximo por el método de Creager para el arroyo "El Huero" en el cruce con la carretera Irapuato-León, tramo libramiento de León, Guanajuato localizado en el km 65 + 487.00 con origen en Irapuato, Guanajuato.

La cuenca se muestra en la fig. 5.3 que es copia de una fracción de la carta topográfica E-14 C-42 "Nuevo Valle de Moreno" publicada por el INEGI.

La fig. 5.4 es una copia de la lámina V.3, tomando del Boletín Hidrológico N° 51, tomo V, publicado por la Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos, en la cual se muestran las envolventes de Creager y Lowry para la región hidrológica N° 12 (parcial) a la cual corresponde la cuenca en estudio.

El Área de la cuenca se puede obtener de la carta de INEGI indicada y escala 1:50,000 de la cual resulta

$$A = 2.75 \text{ km}^2$$

con este valor como abscisa se entra a la gráfica de Creager (fig. 5.2) y se obtiene el gasto unitario correspondiente (q):

$$q = 6.8 \text{ m}^3/s/\text{km}^2$$

$$Q = 6.8 (2.75) = 18.7$$

$$Q = 19 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

Como se ve, este método es muy sencillo y rápido de aplicar, pero tiene el inconveniente de que no toma en cuenta las características fisiográficas y de precipitación de la cuenca particular en estudio. Además se desconoce el período 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 los 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 avarías excepcionales correspondientes a períodos de retorno muy grandes, aun cuando individualmente muchas de estas estaciones posean un período de registro corto.

Esto origina que en casi todas las regiones hidrológicas las envolventes de Creager den valores de los gastos muy exagerados para el proyecto de alcantarillas o de puentes, para los cuales se usan generalmente períodos de retorno que varían de 25 a 50 y de 50 a 200 años, respectivamente.

Por lo que respecta a cuencas pequeñas, menores de 50 Km², se puede decir que existen muy poca información en nuestro país, por lo que el método no está bien fundamentado en el intervalo de 0 a 50 Km².

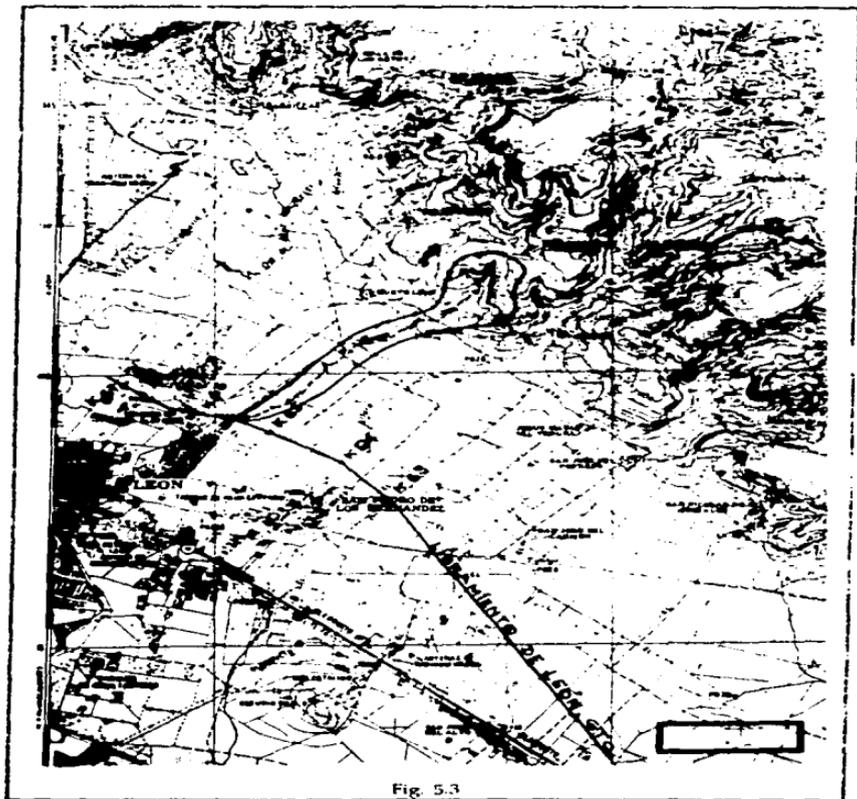


Fig. 5.3

●Método de Lowry.

Este método se basa en el mismo procedimiento que el de Creager, diferenciándose de éste en la ecuación que se define a la envolvente de los gastos máximos, la cual es más sencilla en el método de Lowry (ecuación 5.2).

$$q = \frac{C}{(A + 259) 0.8} \quad (5.2)$$

En esta ecuación las literales tienen el mismo significado que en la (5.1).

Ejemplo 5.2.

Obtener el gasto máximo por el método de Lowry para el mismo cruce del ejemplo (5.1).

Con el valor del área ya determinado ($A = 2.75 \text{ km}^2$) se entra a la gráfica de Lowry (Fig. 5.4) y se obtiene el gasto unitario q correspondiente:

$$\begin{aligned} q &= 3.6 \text{ m}^3/\text{seg.}/\text{km}^2 \\ Q &= 3.6 \text{ m}(2.75) = 9.9 \\ Q &= 10 \text{ m}^3/\text{seg.} \end{aligned}$$

Por lo general este método da resultados más bajos que es de Creager para cuencas menores de 10 ó mayores de 10,000 km. Entre 10 y 100 y entre 1000 y 10,000 km puede dar más altos o más bajos.

Con respecto a este método se pueden hacer las mismas observaciones anotadas al comentar el de Creager.

●Método del Departamento de Puentes de la S. C. T.

El Departamento de Puentes de la Dirección General de Carreteras Federales de la S. C. T., ha elaborado una gráfica que proporciona el gasto de proyectos para puentes en función del Área y la forma de la cuenca y la pendiente del cauce principal (Fig. 5.5).

La gráfica consta de 6 líneas quebradas, en papel logarítmico, formadas por 2 ó 3 tramos rectos. Cada línea es aplicable a varias regiones hidrológicas, anotadas en su extremo superior, para designar a las cuales se adoptó la primera clasificación de la Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos. El gasto en esta gráfica está dado en $\text{m}^3/\text{s.}$, a diferencia de las de Creager o Lowry que lo dan en $\text{m}^3/\text{seg.}/\text{Km}^2$.

Esta gráfica se elaboró con base en la información proporcionada por las estaciones hidrométricas con registros más amplios, dentro de cada región hidrológica, complementada con datos históricos y registros de estaciones ubicadas en los Estados Unidos, cercanos a nuestra frontera. En esta forma la información disponible se amplió, en algunos casos, hasta mediados del siglo pasado.

Después se graficaron, en papel logarítmico los gastos máximos elevados y se trazaron líneas quebradas asociadas a las diferentes regiones hidrológicas, o sea que se usó un método similar al de Creager o Lowry pero, a diferencia de estos en los que se trazan curvas envolventes, en el Departamento de Puentes se procura trazar las líneas por medio de los puntos graficados.

Si se tratara de asignar un periodo de retorno a la gráfica que se comenta, está sería del orden de 100 años, de acuerdo con la experiencia que se tiene en el Departamento, mencionado al comparar los resultados de este método con los de otros que si permiten relaciones la magnitud de los gastos con su frecuencia.

Ejemplo 5.3

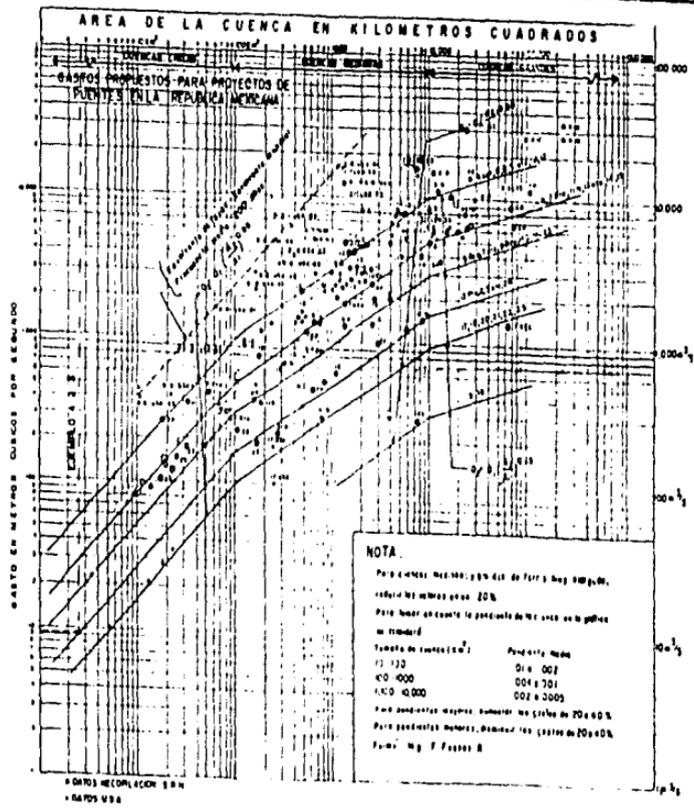
Obtener el gasto de proyecto por el método del Departamento de Puentes para el mismo cauce del ejemplo 5.1

La región hidrológica a la que pertenece la cuenca en estudio es la N° 5 (ver Fig. 5.5) a la cual corresponde la tercera línea en orden ascendente de la gráfica mencionada (Fig. 5.5). El área de la cuenca es de 275km² y la pendiente media del cauce de 0.034 por lo que de acuerdo con la nota incluida en la gráfica, el valor del gasto que resulte en el eje de las ordenadas se deberá incrementar 20 % para obtener el gasto de proyecto.

$$\begin{aligned} Q &= 1.2 (9.2) = 11.04 \\ Q &= 11 \text{ m}^3/\text{seg.} \end{aligned}$$

Este método de valores más aproximados a los obtenidos por otros procedimientos más precisos, que las de Creager o Lowry, para el periodo de retorno de 100 años frecuentemente usado en el proyecto de puentes. Aún así debe considerarse de carácter preliminar y aplicarse sólo cuando se desea tener rápidamente una idea del orden de magnitud del gasto de proyecto.

FIG. 55



***Método de Talbot.**

Este método es de uso común, recomendado por el Departamento de Puentes de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes se emplea para el proyecto de las obras "menores" de drenaje o alcantarillas, es decir aquellas cuya longitud es igual o menor que 6 m.

Consiste en aplicar una fórmula empírica, publicada en 1887 por el profesor A. N. Talbot de la Universidad de Illinois, E. U. A., la cual dedujo basado en los datos de escurrimiento de un gran número de observaciones efectuadas en el Oeste medio de aquel país, sobre corrientes tributarias del río Mississippi.

La fórmula de Talbot es

$$a = 0.183 c \sqrt{A} \dots\dots\dots(53)$$

Donde

a = Área hidráulica que deberá tener la alcantarilla (m²)

A = Área de la cuenca por drenar (Ha)

C = Coeficiente de escurrimiento que depende de la topografía de la cuenca (Tabla 5.1).

Esta fórmula, por estar basada en las características de precipitación particulares de una región, no permite tomar en cuenta la variación en la intensidad de precipitación, factor de frecuencia y velocidad del flujo cuando se aplica a otras localidades.

Tabla 5.1. Valores del coeficiente C de la fórmula de Talbot.

Características topográficas de la cuenca	Valor de C
Montañosa y escarpada	1.00
Con mucho lomerío	0.80
Con lomerío	0.60
Muy ondulada	0.50
Poco ondulada	0.40
Casi plana	0.30
Plana	0.20

El valor de la intensidad de precipitación asociada con las observaciones que sirvieron de base para la deducción de la fórmula fué de orden de 100 mm/hr, y la velocidad del agua dentro de la obra de drenaje fue de alrededor de 3m/s.

Desde el moderno punto de vista hidrológico e hidráulico, la fórmula de Falbot de solamente una idea muy tosca de la respuesta al problema, ya que se supone que el Área hidráulica de la alcantarilla es directamente proporcional al gasto y que éste varía con la potencia al gasto y que éste varía con la potencia $1/4$ del área de la cuenca. En realidad, la relación entre el Área hidráulica de la alcantarilla y el Área de la cuenca es bastante más compleja que la ley de la potencia $1/4$, pues de características físicas de la cuenca, así como de otros factores hidrológicos e hidráulicos involucrados en un problema dado.

La razón del uso tan extendido de esta fórmula radica en su simplicidad, tomando en cuenta el empleo de programas de computadora que se tienen en la actualidad que reduce considerablemente la labor de cálculo, permitiendo aplicar con igual facilidad métodos más elaborados.

La fórmula de Falbot, según su autor, es aplicable a cuencas de hasta 200 Km² pero en la Secretaría de Comunicaciones y Transportes, al restringir su uso a las obras menores, únicamente, se ha reducido ese valor a 10 Km² aproximadamente que es, en términos generales, el valor del Área de la cuenca más grande que se puede drenar con una alcantarilla.

Ejemplo 5.4

Obtener el área hidráulica que deberá tener la obra de cruce del ejemplo 5.1

Para determinar el valor del coeficiente C que se debe aplicar a este caso se consideró la cuenca dividida en dos partes: una plana y una montañosa, separadas por la curva de nivel 1.850m, de la Fig. 5.3 se obtuvieron los siguientes valores, de las Áreas parciales.

Tipos de Superficie	Área km ²	Área parcial / Área total	Coficiente	Coficiente pasado
Plana	1.25	0.45	0.2	0.09
Montañosa	1.50	0.55	1.0	0.55
Sumas	2.75	1.00		0.64

El coeficiente pasado de escurrimiento es 0.64. Sustituyendo este valor y el del Área en la ec. 5.3 se obtiene:

$$a = 0.83 \cdot 0.64 \cdot \sqrt[4]{275}$$

$$a = 7.91 \text{ m}^2$$

Con el objeto de comparar este resultado con los obtenidos por los otros métodos empleados, podemos deducir el gasto correspondiente a esta Área hidráulica multiplicándola por la velocidad media obtenida en el estudio topohidráulico, que es de 2.7 m/s.

$$Q = 7.91 \cdot 2.7 = 21.37$$

$$Q = 21 \text{ m}^3/\text{s}$$

● **Método Racional.**

A pesar de estar basado este método en ciertas hipótesis que generalmente no se cumplen y que se aportan más de la realidad mientras mayor es el área de la cuenca considerada, su uso se ha extendido ampliamente en muchos países debido a su gran sencillez. En el sistema métrico se puede escribir de la siguiente manera:

$$Q_p = 0.278 C I A \dots\dots\dots (5.4)$$

Donde:

- Q_p = Gasto de pico en m³/s.
- C = Coeficiente de escurrimiento, adimensional.
- I = Intensidad de la lluvia para una duración igual al tiempo de concentración, en mm/hr.
- A = Área drenada en Km².
- 0.278 = Factor de homogeneidad de unidades.

El coeficiente C representa la relación entre el volumen escurrido y el llovido y depende de las características de la cuenca, en la tabla 5.2 se muestran los valores de este coeficiente comúnmente empleados.

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

$$C = \frac{\sum_{i=1}^n C_i A_i}{A} \dots\dots\dots (5.5)$$

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 máxima 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.

Por consiguiente, es necesario calcular previamente el tiempo de concentración para lo cual se emplea alguna de las muchas fórmulas empíricas que existen, como por ejemplo la determinada por Kirpich que se incluye a continuación

$$T_c = 0.0062 \frac{L^{0.77}}{S^{0.385}} \quad (5.6)$$

Donde

- T_c = Tiempo de concentración en horas.
- L = Longitud del cauce principal, más la distancia entre el inicio de éste, y el parteaguas medida perpendicularmente a las curvas de nivel, en Km.
- S = Pendiente del cauce, adimensional, es decimales.

Una vez que se ha calculado el tiempo de concentración se puede determinar la intensidad de diseño, a partir de las isoyetas de Intensidad-Duración-Frecuencia para la República Mexicana, elaborada y publicadas por la SCT para lo cual se considera la duración de la tormenta igual al tiempo de concentración calculando y se fija el período de retorno en función de la vida útil de proyecto y del riesgo que se puede aceptar de que la obra falle

Tabla 5.2 Valores del coeficiente "C" de la fórmula racional.

Tipo de área por ordenar	Pendiente, en porcentaje	Coeficiente de escurrimiento, C
<i>Con césped</i>		
Suelo arenoso	2	0.50 - 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
<i>Zonas comerciales</i>		
Áreas céntricas		0.70 - 0.95
Áreas vecinales		0.50 - 0.70
<i>Zonas residenciales</i>		
Áreas familiares		0.30 - 0.50
Áreas multifamiliares separadas		0.40 - 0.60
Áreas multifamiliares juntas		0.60 - 0.75
Áreas subfamiliares		0.25 - 0.40
Áreas de apartamentos habitacionales		0.50 - 0.70
<i>Zonas industriales</i>		
Claras		0.50 - 0.80
Zonas densamente construidas		0.60 - 0.90
Parque y cementerios		0.10 - 0.25
Áreas de recreo		0.20 - 0.35
Estos de E.F.C.C.		0.20 - 0.40
Áreas provisionales		0.10 - 0.30
<i>Calles</i>		
Asfaltadas		0.70 - 0.95
De concreto		0.80 - 0.95
Enladrillado		0.70 - 0.85
Calzadas y banquetas		0.75 - 0.85
Azoteas y techados		0.75 - 0.95
<i>Zonas rurales</i>		
Cunpos cultivos		0.20 - 0.40
Zonas forestadas		0.10 - 0.30

La hipótesis más importante en que se basa el método racional son las siguientes.

- a) La duración de la precipitación coincide con el tiempo de 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 toda la cuenca.
- e) Los antecedentes de humedad y almacenaje de la cuenca son despreciables.

Estas suposiciones básicas indican las limitaciones del método y son, por consiguiente, el punto crítico hacia el que se enfocan los ataques de que éste es objeto.

Además de las objeciones relativas a las hipótesis el método tiene los siguientes inconvenientes.

- a) Proporciona solamente una estimación del gasto máximo sin tomar en cuenta la forma del hidrograma.
- b) El cálculo del tiempo de concentración se efectúa mediante fórmulas aproximadas ensayadas en regiones que en general no son semejantes a las cuencas en estudio.

Ejemplo 5.5.

Obtener el gasto de proyecto por el método racional para el mismo cruce del ejemplo 5.1

a) Cálculo del tiempo de concentración (fórmula 5.6)

Para aplicar esta fórmula necesitamos conocer los valores de L y S , los cuales obtenemos de la figura (5.3)

$$L = 5.0 \text{ Km}$$
$$S = \frac{1.985 - 1.814}{3000} = 0.034$$

Sustituyendo estos valores en la ecuación 5.6, se tiene:

$$T_c = 0.0662 \left(\frac{L}{S} \right)^{0.77} = 0.384 \text{ hr} = 50.4 \text{ min.}$$

(0.034)

T_r = 50 minutos

b) Determinación de periodo de retorno.

En términos generales se puede decir que el periodo de retorno de proyecto depende principalmente de las dimensiones y del tipo de la obra de drenaje así como de la importancia de vía terrestre. En el caso de las alcantarillas, un valor comúnmente empleado del periodo de retorno es el de 25 años, y en el caso de puentes de 50 o 100 años. Por la magnitud del gasto obtenido con los otros métodos aplicados y por la topografía del cauce en la sección del cruce, es esperar que dicho gasto se pueda drenar con una estructura del orden de 6m de claro, por lo que se considera el periodo de retorno de proyecto de 25 años.

c) Cálculo de la intensidad de precipitación.

La estación pluviográfica que se utilizara, esta dada en base registros obtenidos en León Guanajuato, dicha estación será la misma que se usó en el ejemplo 3.5 para ilustrar el procedimiento de obtención de las curvas intensidad-duración-periodo de retorno. Repitiendo dichos procedimientos para el periodo de retorno de 25 años se obtiene la curva que se muestra en la siguiente fig. 5.6

Entrando en dicha figura con la duración de 50 minutos, (igual al tiempo de concentración determinado previamente) y el periodo de retorno de 25 años, se obtiene el valor de la intensidad de precipitación, que en este caso es de 54mm/hr

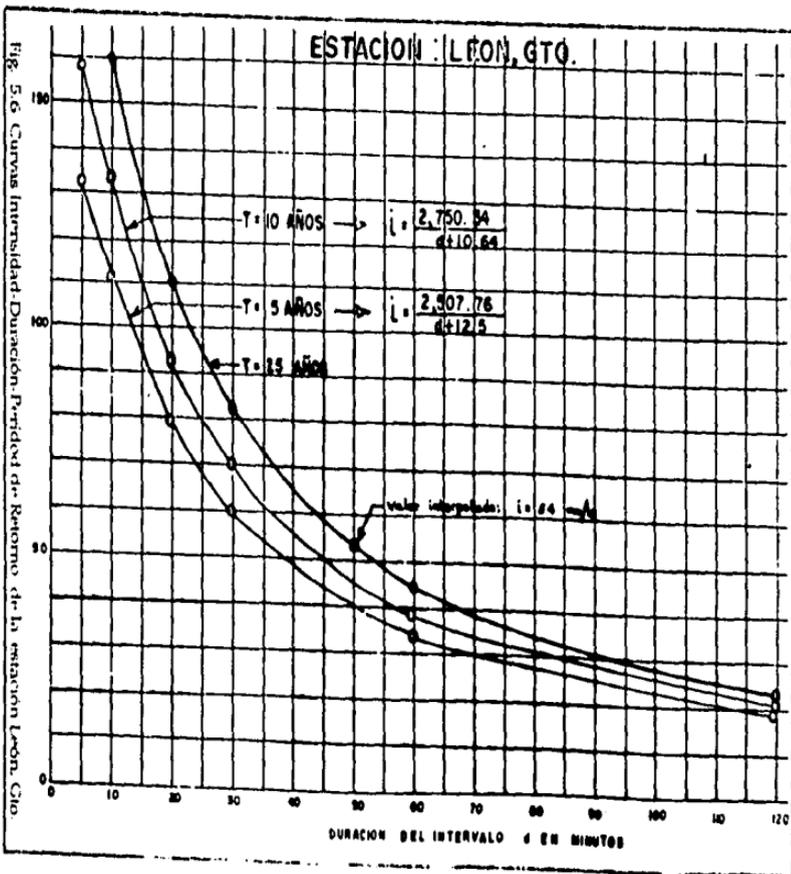
d) Cálculo del coeficiente de escurrimiento.

Por tratarse de una zona rural los valores aplicables son los correspondientes a los dos últimos renglones de la tabla 5.2.

Se considerará la cuenca dividida en dos partes, en la misma proporción que en el ejemplo 5.4; la parte baja que representa el 45% se usa para cultivo por lo que el coeficiente aplicable es de 0.3, y la parte alta que representa el 55% está forestada, por lo que el coeficiente es de 0.2. Se han tomado los valores medios del intervalo indicado en la tabla porque la fuente de donde se extrajo esta no proporciona mayor información que permita afirmar los valores del coeficiente.

Tipos de Superficie	Área Km ²	Porcentaje del Área total	Coficiente	Coficiente pesado
Cultivo	1.25	0.45	0.3	0.14
Forestada	1.50	0.55	0.2	0.11
Suma	2.75	1.00		0.25

El coeficiente pesado de escurrimiento es 0.25



Sustituyendo los valores de los parámetros ya determinados en la expresión 5.4 se obtiene:

$$\begin{aligned} Q &= 0.278 \cdot 0.25 \cdot 54 \cdot 275 \\ Q_p &= 10.3 \text{ m}^3/\text{seg.} \\ Q_r &= 10 \text{ m}^3/\text{seg.} \end{aligned}$$

● **Método de Bürkli - Ziegler.**

En 1880 el ingeniero A. Bürkli-Ziegler publicó, en Zurich, Suiza, su conocida fórmula para el cálculo de atarjeas y colectores en los sistemas de drenaje urbanos. Las observaciones que sirvieron de base en la deducción de la fórmula se efectuaron en áreas relativamente pequeñas, de menos de 20 hectáreas (1 hectárea = 10,000 m² = 0.01 Km²).

No obstante las limitaciones inherentes a su deducción, se ha usado esta fórmula y aún se sigue usando dentro de la SCT, aplicada al drenaje de carreteras y vías férreas, para cuencas muchos mayores que la indicada en el párrafo anterior lo cual debe evitarse.

La fórmula se expresa como sigue:

$$Q = 0.022 \cdot C \cdot A \cdot I \cdot \sqrt{\frac{S}{A}} \quad \dots \dots \dots (57)$$

Donde:

- Q = Caudal de proyecto, en m³/s.
- C = Coeficiente que depende de la clase de terreno que forma de la cuenca o área tributaria de la alcantarilla.
- A = Área tributaria, en ha (hectáreas).
- S = Pendiente del terreno, en m/km.
- 0.022 = Factor de conversión y de homogeneidad de unidades.

Los valores del coeficiente C se indican en la tabla siguiente:

Clase de terrenos	Coficiente 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 5.3
(valores del coeficiente C de la fórmula de Bürkli-Ziegler)

Ejemplo 5.6.

Obtener el gasto de proyecto para el mismo cruce de ejemplo 5.1

El coeficiente de escurrimiento, de acuerdo a la tabla 5.3 es de 0.25.

La intensidad de precipitación que se debe usar es la máxima registrada para una duración de los minutos, ósea $I = 14.4 \text{ cm/hr}$. Obtenida de la tabla 2.5

El valor de S se puede tomar del ejemplo 5.5, ósea $S = 0.34 = 34 \text{ m/Km}$ además $A = 275 \text{ Km}^2 = 275 \text{ ha}$

Sustituyendo los valores anteriores en la fórmula (5.7) se obtiene

$$Q = 0.022 \cdot 0.25 \cdot 275 \cdot 14.4 \sqrt{\frac{34}{275}} = 12.9$$
$$Q = 13 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

●Método de Horton.

Este método es aplicable especialmente al diseño de las obras de drenaje del interior de los aeropuertos y está apoyado en un gran número de experiencia, por lo cual sus resultados son de gran confiabilidad.

Lo desarrolló el cuerpo de Ingenieros del Ejército y la Fuerza Aérea de los Estados Unidos de América, aprovechando los amplios estudios desarrollados por R. E. Horton en materia de escurrimientos superficiales, así como la fórmula propuesta por este para determinar el gasto de diseño, y la cual es aplicable a las superficies sensiblemente planas y de poca pendiente, en las que el escurrimiento no ha labrado cauces y traza en forma de lámina.

Como la aplicación directa de la ecuación que da el gasto de diseño es laboriosa, el cuerpo de Ingenieros ya citados proporcionó una serie de gráficas que dan la solución en el sistema Inglés. Estas gráficas son muy útiles dentro de los Estados Unidos de América, pero no se puede aplicar con igual confianza en cualquier otro país, ya que dentro de esas gráficas está la de las "Curvas Estándar de Intensidad de Precipitación-Duración" que están íntimamente asociadas con los factores climáticos característicos de aquella nación.

Por lo anterior, se propone un procedimiento gráfico que se detalla más adelante, el cual posee, con respecto al del cuerpo de Ingenieros mencionados, las siguientes ventajas:

- a) Es más general, es decir que se puede aplicar a cualquier sitio, ya que permite utilizar la información pluviográfica propia del lugar en que se emplee.

- b) Es más sencillo, ya que con una figura substituye a 10 de otro procedimiento. (Esto se puede lograr en virtud de que para el diseño de las obras de drenaje y para un periodo de retorno determinado interesa determinar solamente el gasto máximo).
- c) Es más amplio, pues cubre un intervalo de T (precipitación excedente) 75 % mayor.
- d) Es más rigurosa, ya que elimina el error introducido por el cuerpo de Ingenieros al considerar que las curvas de "Precipitación Excedente-Duración" tienen la misma forma que las de "Intensidad de Precipitación-Duración" (Este error puede llegar a valer hasta 10% del resultado final del lado opuesto a la seguridad).
- e) Es más práctico, pues utiliza el sistema métrico en vez del sistema Inglés.

A continuación se presenta la fórmula básica de este método, en unidades del sistema métrico:

$$q = 0.0275 \sigma \tan h^2 \left[0.3194 t_c (\sigma/nI)^{0.50} S^{0.25} \right] \dots (5.8)$$

Donde:

- q = Gasto máximo por unidad de área en el extremo inferior de una franja elemental de una superficie pavimentada, con césped o descubierta, en m³/seg./ha. (También se aplica al gasto en el punto de concentración una cuenca de forma cualquiera)
- σ = Intensidad de precipitación en exceso, en cm/hr.
- σ = Ic - I₀ (5.9)
- Ic = Intensidad de precipitación correspondiente a la duración t_c, en cm/hr.
- I₀ = Capacidad de infiltración, en cm/hr (tabla 5.4)
- Tan h = Tangente hiperbólica $\left[\tan h x = \frac{e^x - e^{-x}}{e^x + e^{-x}} \right]$
- n = Coeficiente de retardo, adimensional (tabla 5.5)
- L = Longitud efectiva de la cuenca por drenar, desde el punto más alejado del paraguas hasta el punto de concentración, en metros.
- S = Pendiente de la superficie, en decimales.

A continuación se incluye la tabla (5.4), en la cual se indican los valores medios de infiltración para los diferentes tipos de suelos considerados en el sistema unificada de clasificación de suelos (S.U.C.S.).

Tabla 5.4. Valores de infiltración, ϕ

Descripción del suelo	Símbolo S, I, C, S GW, GP SW, SP	Infiltración, ϕ cm/hr
Mezcla de arena y grava		2.0 - 2.5
Gravas limosas y arenas limosas a limo inorgánico, y margas descubiertas	GM, SM, ML, MH, CL	0.8 - 1.5
Arena limosarcillosa, a arcilla arenosa	SC, CL	0.5 - 0.8
Arcilla, inorgánicas y orgánicas	CH, OH	0.25 - 0.5
Roca desnuda, no demasiado fracturada		0.0 - 0.25

Estos valores medios son para suelos sin compactar. Cuando los suelos se compactan, los valores de infiltración decrecen entre 25 y 75%, dependiendo del grado de compactación y del tipo de suelo. El efecto de la vegetación generalmente es el de reducir la capacidad de infiltración de los suelos gruesos y de aumentar la de los suelos de arcillosos, debido a que modifica la permeabilidad de dichos suelos.

Para superficies cubiertas de pasto se supone comúnmente una capacidad de infiltración 1.2 cm/hr, aunque en ocasiones se pueden usar valores hasta del doble de este. Para las superficies pavimentadas o techadas se considera una capacidad de infiltración nula.

Aunque se sabe que la infiltración es variable, ya que depende, entre otros factores, de la estructura y la humedad del suelo, la cobertura, la humedad y la temperatura ambiente, se supone, para fines de cálculo, que es constante durante la tormenta considerada como también la intensidad de precipitación se supone constante, se acepta que la precipitación en exceso ϕ será uniforme durante la tormenta.

Si la cuenca en estudio se compone de varios tipos de superficie, se calcula la infiltración ϕ procediendo en función directa del área asociada a cada ϕ_i , es decir:

$$\phi = \frac{\sum_{i=1}^m \phi_i A_i}{A} \quad (5.10)$$

Donde:

- ϕ = Capacidad de infiltración promedio en toda la cuenca, en cm/hr.
- ϕ_i = Capacidad de infiltración para cada área parcial, en cm/hr
- A_i = Área parcial, en ha.
- m = Número de áreas, parciales.
- A = Área total de la cuenca, en ha.

De igual manera se obtiene el valor promedio del coeficiente de retardo n:

$$n = \frac{\sum_{i=1}^n n_i A_i}{A} \quad (5.11)$$

Donde:

- n = Coeficiente de retardo promedio para toda la cuenca
 n_i = Coeficiente de retardo para cada Área parcial y las demás literales
 tienen el mismo significado que en la fórmula (5.10)

A continuación se inserta la tabla 5.5 con los valores de n.

Tabla 5.5 Valores del coeficiente de retardo n

Superficie	n
Pavimentos y acotamientos	0.01
Suelo desnudo compacto libre de piedra	0.10
Cubierta de pasto escaso o superficie descubierta moderadamente rugosa.	0.30
Cubierta de pasto normal	0.40
Cubierta de pasto denso	0.80

Secuencia de cálculo.

- Elaborar las curvas Intensidad-Duración-Periodo de Retorno en el capítulo III, se describe con detalle el procedimiento para elaborar esta curva.
- Determinar el valor de n de acuerdo con el tipo de superficie de la cuenca. En caso de haber varios tipos, obtener la n promedio con a ec. 5.11.
- Determinar la longitud efectiva L de la cuenca por drenar, de acuerdo con la definición dada en párrafos anteriores.
- De la plana topográfica obtener el valor de S.
- Con los valores ya determinados de n, L y S, obtener el valor de "e" mediante la gráfica de la figura 5.7.
- Con el valor de L" mediante se encuentra el valor de la duración crítica t_c mediante la gráfica de la fig. (5.8).
- Con este valor de t_c recurrir a las curvas Intensidad-Duración-Periodo de retorno para obtener la intensidad de precipitación la asociada a la duración crítica t_c.
- Obtener el valor de la infiltración de la tabla 5.4, en función del tipo de suelo o superficie de la cuenca, en caso de haber varios tipos, obtener la Q promedio con la ecuación 5.14.

- i) Obtener el valor de n , ecuación (5.9)
- j) En la gráfica de la figura (5.9), se entra con el valor de L^* obteniendo de la figura (5.7) hasta encontrar la curva correspondiente a la σ determinada antes, para salir con el gasto q .
- k) Como q es el gasto por unidad de área, simplemente se multiplica este valor para el área de la cuenca para tener el gasto total de diseño en el punto de concentración.

Ejemplo 5.7

Obtener el gasto de proyecto de una alcantarilla que debe drenar la zona comprendida entre la pista, las calles de rodaje y la plataforma de operaciones de un aeropuerto con las siguientes características

$A = 0.02 \text{ Km}^2$
 $S = 1.0\%$
 $D = 400 \text{ pies}$

El suelo se puede considerar impermeable ($C = 0.6$) en el 50% de la superficie y pavimento flexible ($C = 0.8$) en el otro 50%.

- a) El aeropuerto se ubicará cerca de la ciudad de León Guanajuato, por lo que se usarán las curvas Intencidad-Duración-Periodo de Retorno de la figura (5.6)
- b) De la tabla (5.5) se obtienen los siguientes valores de n :

Pasto normal (1 ha) $n_1 = 0.40$
 Pavimento (1 ha) $n_2 = 0.01$

y se aplica la ecuación (5.11) para obtener el valor promedio

$$n = \frac{(0.40)^{1.1} + (0.01)^{1.1}}{1 + 1} = \frac{0.41}{2} = 0.205$$

$$n = 0.20$$

- c) $L = 400 \text{ pies} = 122 \text{mts.}$
- d) $S = 0.01$

e) En la fig. (5.7) se entra con la longitud, efectiva, es decir la medida en las plantas topográficas, igual a 122m, se llega a la recta correspondiente a $n = 0.20$, después a la recta de $S = 0.01$, y por último al eje de las longitudes equivalentes donde se lee:

$$L^* = 60 \text{ m.}$$

- f) En la figura (5.8) se entra con este valor de L^* y se obtiene t_c

$$t_c = 19.5 \text{ minutos}$$

- g) En la figura 5.6 se entra con la duración de 19.5 minutos y periodo de retorno de 5 años para obtener la intensidad de precipitación correspondiente

$$I_c = 80 \text{ mm/hr} = 8.0 \text{ cm/hr.}$$

- h) Por lo que respecta a la infiltración se usarán los valores más comunes para los tipos de superficies que se tienen en este problema, es decir:

$$\text{Pasto normal (1 ha)} \quad \phi_1 = 1.2 \text{ cm/hr.}$$

$$\text{Pavimento (1 ha)} \quad \phi_2 = 0$$

y se aplica la ecuación 5.10 para obtener el promedio pesado

$$\phi = \frac{(1.2 \cdot 1) + (0 \cdot 1)}{1+1} = 0.6 \text{ cm/hr.}$$

- i) Se obtiene el valor de la precipitación excedente (σ)

$$\sigma = 8.0 - 0.6 = 7.4 \text{ cm/hr.}$$

- j) En la gráfica (5.9) no se encuentra dibujada la gráfica correspondiente a $\sigma = 7.4 \text{ cm/hr.}$, pero se puede interpolar linealmente entre las 2 curvas más próximas a este valor, para salir con el valor de q

$$q = 0.13 \text{ m}^3/\text{s/ha.}$$

- k) Por último se obtiene el gasto de diseño

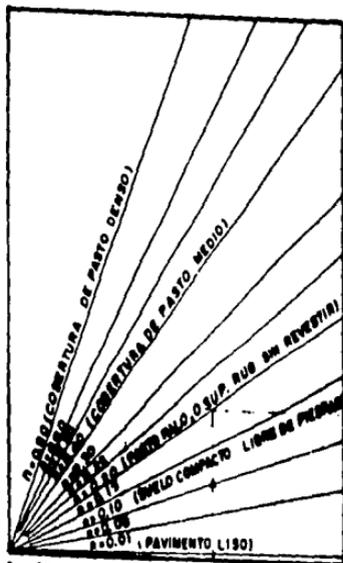
$$Q = q \cdot A$$

$$Q = 0.13 \cdot 2$$

$$Q = 0.26 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

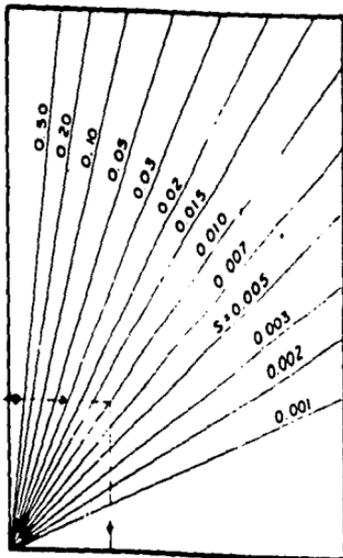
Fig. 57 Longitud equivalente L'' , con base en los parámetros L , n y S .

A- Efecto de n en la duración crítica t_c

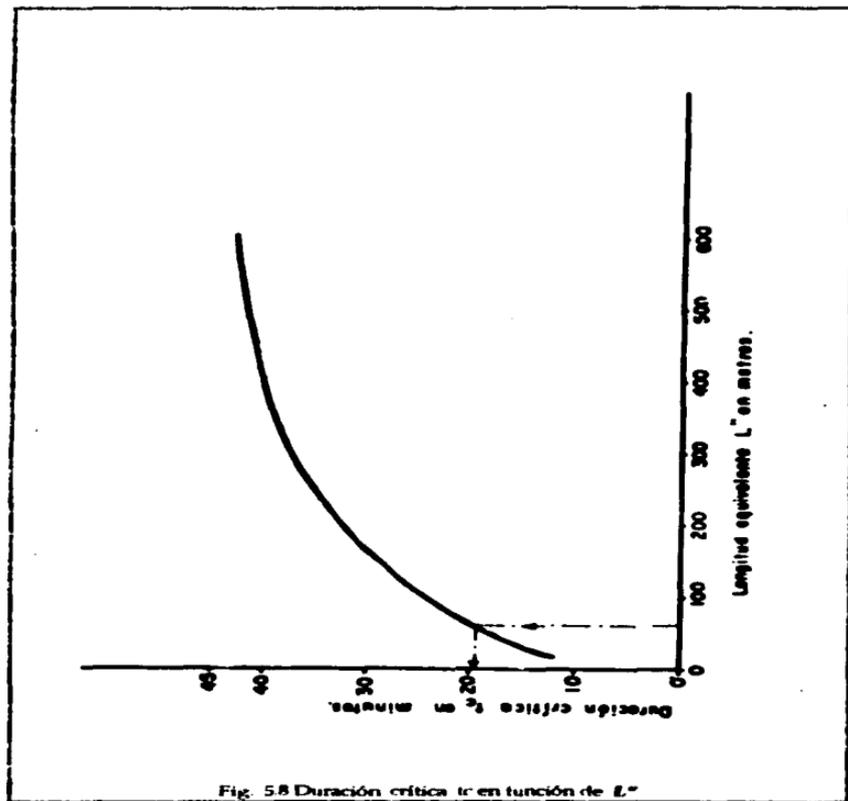


Longitud efectiva L , en metros.

B- Efecto de S en la duración crítica t_c



Longitud equivalente L'' , en metros.



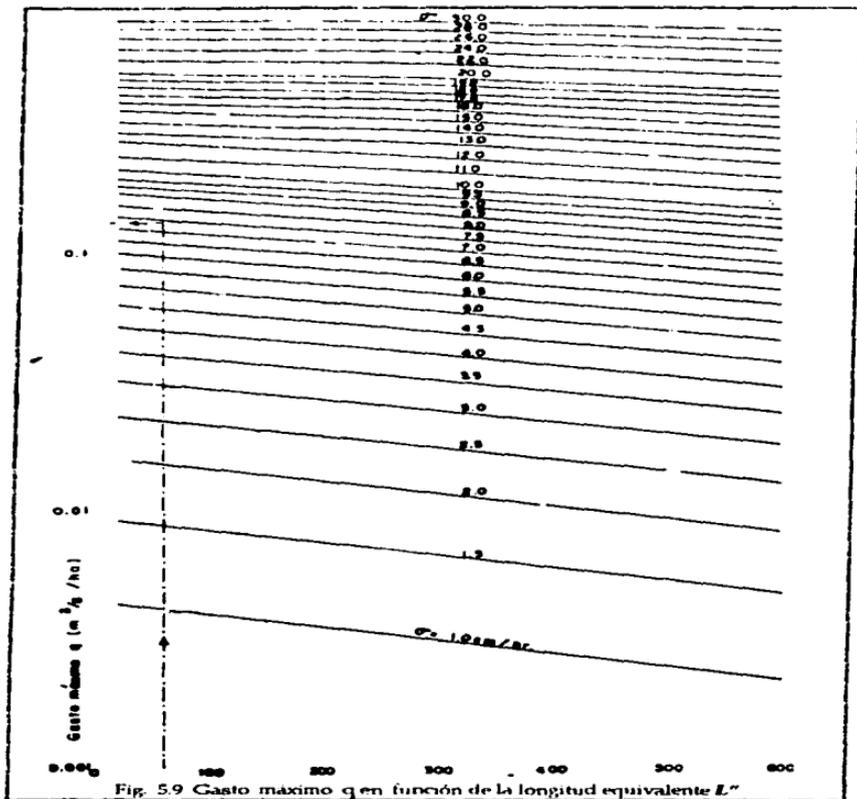


Fig. 5.9 Gasto máximo q en función de la longitud equivalente L''

●Método de Seschapa-Rao, Assenzo y Harp.

Este método proporciona el gasto máximo unitario generado en una cuenca, el cual multiplicado por el área de ésta es igual al gasto de pico de la avenida máxima probable.

Se aplica a cuencas menores de 13km² y se recomienda respetar siempre este límite, ya que de lo contrario se pueden obtener resultados absurdos.

La expresión matemática del método es la siguiente:

$$q_p = 0.5217 + 0.7486 R_{30} - 0.003021 L_c + 0.00092 L \quad (5.12)$$

Donde:

q_p = Gasto unitario de diseño, en m³/s. Km².

R_{30} = Intensidad de precipitación correspondiente a la duración de 30 minutos y al período de retorno que se considere en cm/hr.

L_c = Longitud de la recta trazada desde el sitio en estudio al centro del área drenada, en m.

L = Longitud del cause principal en ms.

Nótese que en este método la intensidad de precipitación usada es siempre la correspondiente a la duración de 30 minutos, y no a la duración igual al tiempo de concentración de la cuenca como se considera en otros métodos.

Se desconoce el lugar para el que fué elaborada esta fórmula, así como las hipótesis y la información básica consideradas en su deducción, por lo que se recomienda tomar con reserva sus resultados.

Sin embargo, a pesar de la simplicidad de la fórmula, sus resultados se aproximan mucho a los obtenidos con otros métodos mas elaborados.

Ejemplo 5.8

Obtener el gasto de proyecto para la misma alcantarilla del ejemplo 5.1

El valor de R_{30} se obtiene de las isoyetas de Intensidad para el mismo período de retorno usado en los ejemplos anteriores, es decir $T = 25$ años (fig. 5.6)

$$R_{30} = 82 \text{ mm/hr} = 8.2 \text{ cm/hr.}$$

Los valores de L_c y L ya se obtuvieron en los ejemplos anteriores y son:

$$L_c = 2900 \text{ m.}$$

$$L = 5000 \text{ m.}$$

Sustituyendo valores en la ecuación 5.12 se obtiene:

$$\begin{aligned} q_p &= 0.5217 + 0.7486 \cdot 3.2 - 0.00302 \cdot 2900 + 0.00092 \cdot 500 \\ q_p &= 1.16 \\ Q &= 1.46 \cdot 2.75 = 4.01 \\ Q &= 4 \text{ m}^3/\text{seg} \end{aligned}$$

Comentarios

Antes de pasar a los métodos estadísticos conviene hacer un resumen de los resultados obtenidos hasta aquí por los diferentes métodos aplicados a la cuenca del ejemplo los diferentes métodos aplicados a la cuenca del ejemplo 5.1 con objeto de incluir algunos comentarios.

Tabla 5.6 Resumen de resultados

Método	Gasto m ³ /s
- Creager	19
- Lowry	10
- Puentes	11
- Talbot	21
- Racional	10
- Burkli Ziegler	13
- Seshappa-Rao	4

NOTA:

El método de Horton no se incluyó, debido a que se utilizó para un ejemplo con diferentes características.

El hecho de haber aplicado todos los métodos a la cuenca mencionada no significa que todos sean igualmente aplicables ni que esto se deba hacer en todos los casos ya que el único propósito que se tuvo al hacerlo fue el de ilustrar con un ejemplo cada uno de dichos métodos.

Lo procedente al resolver los casos concretos que se presentan en la práctica es analizar las características fisiográfica y climatológicas de la cuenca en estudio y la información disponible.

Por ejemplo, si en el caso presentado no hubiera existido una estación pluviográfica cercana con suficientes años de registro, no se hubieran podido aplicar los métodos de Seshappa-rao y "Racional" o, si se contara con esta información pero no con la carta topográfica, no se podrían aplicar los métodos que requieren del conocimiento de la pendiente del cauce. También se podría presentar el caso extremo

de que sólo se conociera el área de la cuenca, como a veces sucede al estudiar cuencas pequeñas, entonces se tendría que recurrir al método de Talbot, al de puentes o a los de las envolventes de Croager y de Lowry.

Además, el tamaño de la cuenca constituye otro factor limitante de aplicabilidad, el cual se ha señalado en varios de los métodos expuestos.

Por otra parte, debe tenerse presente que las observaciones y los estudios de campo proporcionan un elemento de juicio muy valioso, sobre todo cuando la información básica proviene de personas que conocen bien la corriente que se estudia y cubren un intervalo amplio de tiempo. Además, cuando ya existen estructuras sobre la corriente, resulta de suma utilidad investigar cuidadosamente su funcionamiento hidráulico, ya que también esto puede servir para juzgar la bondad de los distintos métodos aplicados.

Por último no debe olvidarse que los métodos aquí presentados son solamente algunas de las más comúnmente empleados, pero no los únicos, por lo que el Ingeniero responsable de un estudio hidrológico está en libertad de usar otros métodos, si considera que su aplicación es más adecuada al caso particular de que se trate.

V.3 MÉTODO ESTADÍSTICO.

Hay ocasiones en que cerca del sitio donde se requiere construir un puente existe o existió, sobre la misma corriente, alguna estación de aforos con suficientes años de registro para aplicar alguno de los métodos estadísticos que se verán a continuación. Con ellos es posible determinar, dentro de un cierto margen de aproximación denominado intervalo de confianza, el gasto de diseño de la obra hidráulica de que se trate, en función de su vida útil y del periodo de retorno considerado.

Puesto que el diseño de una obra de drenaje está relacionada con eventos futuros cuyo tiempo de ocurrencia o su magnitud no se puede prever, debemos recurrir a los mencionados conceptos de probabilidad como lo es el periodo promedio dentro del cual un gasto especificado puede ser igualado o excedido. La selección del nivel de probabilidad apropiado para el diseño es, en otras palabras, 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 10 o de 50 años involucran un 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. La alternativa de diseñar para el gasto máximo absoluto que se pueda presentar es normalmente costosa fuera de consecuencias sumamente grave o catastrófica.

A) Análisis de frecuencia.

El análisis de frecuencia de datos hidrológicos se basa en considerar a éstos como aleatorios para, a partir de ellos, determinar la frecuencia o la probabilidad de valor de diseño propuesto.

En los métodos que se describirán más adelante no se toma en consideración la secuencia en que ocurren los fenómenos hidrológicos, ósea que el análisis de frecuencia se trata en forma probabilística. El procedimiento consiste en suponer que el modelo matemático representativo del fenómeno hidrológico es una distribución de probabilidad, la cual se ajusta a los datos sin considerar, como ya se dijo antes, la secuencia en que éstos hayan ocurrido.

Para que el análisis probabilístico proporcione resultados confiables, debe partir de una serie de datos que estén relacionados con el problema además de ser adecuadas y seguras, en nuestro caso los datos relacionados con el problema, consistente en la determinación de gastos máximos, son los gastos máximos anuales aforados.

Al decir que los datos deben ser adecuados, se alude principalmente a la amplitud de registro, el cual constituye una muestra de la población total de gastos máximos anuales que se ha presentado más los que se presentarán en la misma estación de aforos.

La tabla 5.7 que se incluye a continuación proporciona algunos resultados teóricos, basados en una serie de datos sintéticos, obtenidos por Benson en relación con la amplitud de registro requerida para que las probabilidades derivadas del mismo sean confiables.

Tabla 5.7 Amplitud de registro, en años, requerida para estimar avenidas de diferentes probabilidades, con 95% de confianza.

Probabilidad de Diseño	Error aceptable	
	10 %	25%
0.1	90	18
0.02	110	39
0.01	115	48

Al decir que los datos deben ser seguros se piensa principalmente en el problema de la homogeneidad. Obviamente, si los datos reportados por una estación son de tan pobre calidad que no se les puede tener confianza, tampoco se podrán utilizar en un análisis probabilístico. Sin embargo pueden presentarse casos en que aún siendo los datos precisos no se puedan utilizar en el análisis sí, por ejemplo, dentro del lapso abarcado por el registro se realizan obras en la cuenca que provoquen cambios por el registro se realizan obras en la cuenca como éste el registro no es internamente homogéneo.

B) Período de Retorno.

El principal objetivo del análisis de frecuencias de los datos hidrológicos es determinar el período de retorno de un evento hidrológico de magnitud dada X.

Dicho período de retorno en el intervalo promedio de tiempo dentro del cual la magnitud X del evento es igualada o excedida una vez, generalmente se designa por T.

Se un evento hidrológico igual o mayor que X ocurre una vez en T años. La probabilidad $P(X \geq x)$ es igual a $1/T$ en T casos, ósea

$$P(X \geq x) = \frac{1}{T} \dots \dots \dots (5.13)$$

Ea decir que el período de retorno y la probabilidad son recíprocos.

C) Distribución de Probabilidad.

Existe muchas distribuciones de probabilidades aplicables, al análisis hidrológico de frecuencia. Las bases teóricas, así como discusiones detalladas de ellas. Se pueden encontrar en los libros de texto de estadística. Como generalmente los registros son poco amplios, no es posible determinar cuál de las distribuciones de probabilidades es la más apropiada para ser usada en el análisis. Hasta la fecha se han realizado considerables esfuerzos por definir la mejor distribución para avenidas, sin embargo, las pruebas que se han hecho muestran que no existen una distribución notablemente superior a las demás, lo cual parece concordar con la intuición que nos indica que no hay razón para esperar que una sola distribución sea aplicable a todas las corrientes, sino que, por el contrario, a cada corriente se pueden aplicar varias distribuciones. Estas, aún cuando presenten el mismo grado de ajuste a la serie de datos del registro, pueden arrojar resultados muy diferentes, ya que las curvas de distribución de probabilidades difieren entre sí grandemente en las zonas de sus extremos y por lo general, se requiere prolongar la curva para determinar el gasto de diseño.

D) Representación Gráfica.

Con objeto de representar gráficamente los gastos máximos observados, es necesario asociarlos a una frecuencia determinada, de manera que para cada avenida se tengan dos coordenadas: su magnitud y su frecuencia o, como es muy común en el análisis probabilístico de avenidas, su magnitud y su período de retorno, el cual ya se definió en párrafos anteriores.

Existen diferentes métodos para determinar el período de retorno correspondiente a cada gasto observado, pero el más comúnmente usado en el de Weibull que se resume en la fórmula siguiente:

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

Donde:

T = Período de retorno, en años.

n = Número de años de registro.

m = Rango de los gastos máximos anuales, ordenados en forma decreciente, correspondiendo $m - 1$ al gasto más grande de los registros.

Una vez determinada los valores de T asociados a los gastos de registros, se puede representar gráficamente la probabilidad acumulada de una distribución dada en un papel de probabilidad diseñado para esa distribución, en papeles de este tipo la ordenada generalmente representa el valor de X (gasto máximo anual) y la abscisa representa la probabilidad $P(X \geq x)$ o $P(X \leq x)$, o el período de retorno T.

Tanto la escala de las ordenadas como la de las abscisas están diseñadas de tal manera 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, quede cerca de dicha línea recta.

El objeto de usar el papel de probabilidad es de que alinear la distribución, de manera que los datos gráficos se pueden 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 el hidrólogo debe tener en cuenta este efecto al interpretar la información extrapolada gráficamente.

E) Ajuste de Curvas.

Una vez que se han representado los datos en un papel de probabilidad, se puede ajustar una curva a los puntos gráficos. La curva se convertirá en una línea recta si dichos puntos siguen aproximadamente la tendencia de la distribución de probabilidades correspondiente al papel empleado.

El ajuste de curvas se puede hacer matemática o gráficamente. Existen tres métodos, para efectuar el ajuste matemático, el de momento, es de mínimos cuadrados y el de probabilidad y, desde luego, para efectuar este tipo de ajuste no se requiere la representación gráfica en papel de probabilidad.

E-1) Método de Momentos.

Este método consiste en calcular los parámetros o momentos estadísticos a partir de los datos y después sustituirlos en la función de probabilidad de la distribución dada.

Este método da un ajuste teóricamente exacto pero la precisión se puede ver substancialmente afectadas por errores de los datos en los extremos de la distribución, donde los brazos de momentos son grandes y los errores se vuelven mayores.

E-2) Método de Mínimos Cuadrados.

Este método consiste en minimizar la 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 busca ajustar, en promedio, un mejor ajuste que el de momentos.

E-3) Método de Máxima Probabilidad.

Este método consiste en determinar el valor de un parámetro que haga tan alta como sea posible la probabilidad de obtener el resultado observado. Por lo que este método proporciona la mejor estimación de los parámetros de ajuste pero es generalmente muy complicado para aplicaciones prácticas.

E-4) Método Gráfico.

Como ya se mencionó antes el ajuste de curvas también se puede realizar gráficamente, representando los puntos correspondientes a los datos en diferentes papeles de probabilidad y trazando "a ojo" la recta que a juicio del hidrólogo represente la tendencia de dichos puntos.

Una de las razones aducidas para efectuar el ajuste por procedimientos matemáticos, es que los resultados obtenidos aun por diferentes personas son idénticos. Esto, por supuesto, es verdadero, pero la experiencia ha demostrado que el uso del criterio personal es en ocasiones de importancia capital, como por ejemplo, al analizar un registro corto que contiene datos de una avenida extraordinariamente grande a la cual le corresponde un período de retorno mucho mayor que el período de registro. Aquí la aplicación estricta de los procedimientos matemáticos de ajuste puede conducir a resultados absurdos, ya que esa sola avenida extraordinaria ocasiona que la línea ajustada se prepare de todos los demás puntos gráficos. Si, por otra parte, usando el criterio se descarta la avenida mencionada y se ajusta una línea gráficamente, los resultados obtenidos por varios individuos podrán ser diferentes pero aun en el peor de los casos serán mejores que los obtenidos con la línea ajustada matemáticamente.

En términos estadísticos, la avenida excepcional no es homogénea con el resto de la muestra. La homogeneidad de ésta se puede determinar mediante pruebas estadísticas, aunque dichas pruebas se basan en suponer una distribución normal y son, por consiguiente, de uso limitado.

Para estimar la probabilidad de la avenida excepcional el ingeniero, además de las consideraciones hidrológicas, puede usar su criterio si en el sitio en estudio o cerca de él existe información histórica de otras avenidas grandes. En resumen, el uso de los conocimientos hidrológicos y de un criterio sano es preferible a un sistema basado únicamente en métodos mecánicos.

● Distribución de Probabilidad de Gumbel

La fórmula de Gumbel se expresa de la siguiente manera:

$$F(q) = P(Q < q) = e^{-\frac{a+q}{c}} \dots \dots \dots (5.15)$$

Donde:

- F(q) = función de probabilidad de q
- P = Probabilidad.
- Q = Variable aleatoria que representa el gasto
- q = Valores de gasto.
- e = Base de los logaritmos naturales por lo que $\log_e = \log \text{ natural}$.
- a = Parámetro.
- c = Parámetro.

Si $P(Q < q)$ es la probabilidad de que Q sea menor que q, la probabilidad de que Q sea igual o mayor que q es el complemento de lo anterior, ósea

$$P(Q \geq q) = 1 - P(Q < q) \dots \dots \dots (5.16)$$

Por otra parte la ecuación 5.28 aplicada a gastos se escribe:

$$P(Q \geq q) = \frac{1}{T} \dots \dots \dots (5.17)$$

sustituyendo el valor de $P(Q \geq q)$ en el ec. (5.16) y despejando $P(Q < q)$ se obtiene:

$$P(Q \geq q) = 1 - \frac{1}{T} \dots \dots \dots (5.18)$$

por lo que la fórmula de Gumbel se puede expresar como

$$1 - \frac{1}{T} = e^{-\frac{a+q}{c}} \dots \dots \dots (5.19)$$

o también

$$\frac{T-1}{T} = e^{-\frac{a+q}{c}} \dots \dots \dots (5.20)$$

Tomando el recíproco en ambos miembros de esta ecuación se tiene

$$\frac{T}{T-1} = e^{\frac{a+q}{c}} \dots \dots \dots (5.21)$$

Si ahora se toman logaritmos naturales en ambos miembros, se tiene:

$$\log_e \left[\frac{T}{T-1} \right] = e^{-\frac{q+a}{c}} \dots \dots \dots (5.22)$$

Se puede demostrar que, para valores de T mayores de 10, se cumple muy aproximadamente la siguiente relación:

$$\log_e \left[\frac{T}{T-1} \right] \approx \frac{1}{T-0.5} = \frac{1}{T} \dots \dots \dots (5.23)$$

El error introducido con esta aproximación es del orden de 5% para T = 10 y decrece conforme aumenta el valor de T. Por ejemplo, para T = 100 años el error vale apenas 0.5%. Si se desprecia este error se puede sustituir la expresión 5.38 en la 5.37 quedando:

$$\frac{1}{T} = e^{-\frac{q+a}{c}} \dots \dots \dots (5.24)$$

Tomando nuevamente logaritmos naturales en ambos miembros de esta ecuación se obtiene:

$$\log_e \frac{1}{T} = -\frac{q+a}{c} \dots \dots \dots (5.25)$$

de donde

$$q = -a - c \log_e \frac{1}{T} \dots \dots \dots (5.26)$$

En esta ecuación a y c son los parámetros para determinar, los que una vez conocidos permiten conocer el gasto máximo asociado a un periodo de retorno dado.

Como ya se explicó en párrafos anteriores, los valores de a y c se pueden obtener por diferentes procedimientos. Además el método de momentos, para una muestra infinita, se obtiene:

$$a = 0.5772 \cdot c - \bar{Q} \dots \dots \dots (5.27)$$

$$c = \frac{\sqrt{6}}{\pi} \cdot \sigma_Q \dots \dots \dots (5.28)$$

donde \bar{Q} y σ_Q son la media y la desviación estándar de los valores registrados, respectivamente, pero como la muestra es siempre finita, estos parámetros se modifican, de acuerdo con Gumbel, de la siguiente manera:

$$a = YN C \bar{Q} \dots \dots \dots (5.29)$$

$$c = \frac{\sigma_Q}{\sigma_N} \dots \dots \dots (5.30)$$

donde YN y σ_N son funciones exclusivamente de tamaño de la muestra, es decir de número de años de registro

Los valores de YN y σ_N aparecen en la tabla 5.8

Si ahora se sustituyen las ecuaciones (5.29) y (5.30) en la ec. (5.26) y llamamos $Q_{m\acute{a}x}$ a q se obtiene:

$$Q_{m\acute{a}x} = \left[YN \frac{\sigma_Q}{\sigma_N} \bar{Q} \right] + \frac{\sigma_Q}{\sigma_N} \log_e \left[\frac{1}{T} \right] \dots \dots \dots (5.31)$$

o bien

$$Q_{m\acute{a}x} = \bar{Q} + \frac{\sigma_Q}{\sigma_N} \left[YN + \log_e (1/T) \right] \dots \dots \dots (5.32)$$

En la que

$$\bar{Q} = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N Q_i \dots \dots \dots (5.33)$$

$$\sigma_Q = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^N Q_i^2 - N \bar{Q}^2}{N - 1}} \dots \dots \dots (5.34)$$

Donde:

N = Número de años de registro.

Q_i = Costos máximos anuales registrados, en m^3/s .

\bar{Q} = Gasto medio, en m^3/s .

σ_Q = Desviación estándar de los gastos, en m^3/s .

YN = Parámetro, función de N (ver tabla 5.8)

σ_N = Parámetro, función de N (ver tabla 5.8).

T = Período de retorno, en años.

$Q_{m\acute{a}x}$ = Gasto máximo para un periodo de retorno determinado, en m^3/s .

Tabla 5.8

n	T_n	G_n	n	T_n	G_n
8	-4843	-9043	49	-5481	1.1590
9	-4902	-9288	50	-54854	1.16066
10	-4952	-9497	51	-5489	1.1623
12	-4996	-976	52	-5493	1.1638
13	-5035	9835	53	-5497	1.1653
14	-5070	-9972	54	-5501	1.1667
15	-5108	1.0095	55	-5504	1.1681
16	-5128	1.02057	56	-5508	1.1696
17	-5157	1.0316	57	-5511	1.1708
18	-5181	1.0411	58	-5515	1.1721
19	-5202	1.0493	59	-5518	1.1734
20	-5220	1.0566	60	-55208	1.17467
21	-52355	1.06283	62	-5527	1.1770
22	-5252	1.0696	64	-5533	1.1793
23	-5268	1.0754	66	-5538	1.1814
24	-5283	1.0811	68	-5543	1.1834
25	-5296	1.0864	70	-55477	1.18536
26	-53086	1.09145	72	-5552	1.1873
27	-5320	1.0961	74	-5557	1.1890
28	-5332	1.1004	76	-5561	1.1906
29	-5343	1.1047	78	-5565	1.1923
30	-5353	1.1086	80	-55688	1.19382
31	-53622	1.11238	82	-5572	1.1953
32	-5371	1.1159	84	-5576	1.1967
33	-5380	1.1193	86	-5580	1.1980
34	-5396	1.1226	88	-5583	1.1994
35	-54034	1.1255	90	-55860	1.20073
36	-5410	1.12847	92	-5579	1.2020
37	-5418	1.1313	94	-5592	1.2032
38	-5424	1.1339	96	-5595	1.2044
39	-5428	1.1363	98	-5598	1.2055
40	-5430	1.1388	100	-56002	1.20645
41	-5432	1.14132	150	-54461	1.22534
42	-5434	1.1436	200	-54715	1.23998
43	-5438	1.1458	250	-54878	1.24292
44	-5453	1.1480	300	-54993	1.24786
45	-5458	1.1499	400	-57144	1.25450
46	-54630	1.15185	500	-57240	1.25880
47	-5468	1.1538	750	-57377	1.26506
48	-5473	1.1557	1000	-57450	1.26851
	-5477	1.1574		-57722	1.28255

Tabla 5.9

β	$\sqrt{\beta + \sigma_\beta}$
.01	(2.1607)
.02	(1.7894)
.05	(1.4550)
.10	(1.3028)
.15	1.2548
.20	1.2427
.25	1.2494
.30	1.2687
.35	1.2961
.40	1.3366
.45	1.3845
.50	1.4427
.55	1.5130
.60	1.5884
.65	1.7034
.70	1.8355
.75	2.0069
.80	2.2408
.85	2.5849
.90	(3.1639)
.95	(4.4721)
.98	(7.0710)
.99	(10.000)

Para calcular el intercambio de confianza, ósea, aquel dentro del cual puede variar $Q_{m\acute{a}x}$ dependiendo del registro disponible, se hace lo siguiente:

Si $\phi = 1 - 1/\Gamma$ varía entre 0.20 y 0.80, el intervalo de confianza se calcula con la fórmula

$$\Delta Q = \pm \sqrt{N} \alpha \sigma_m \frac{\sigma_Q}{\sigma_N \sqrt{N}} \dots \dots \dots (5.35)$$

Donde:

N = Número de años de registros.

$\sqrt{N} \alpha \sigma_m$ = Parámetro función de ϕ , Tabla (5.9)

σ_N = Parámetro función de N , Tabla (5.8)

σ_Q = Desviación estándar de los gastos.

Si ϕ es mayor de 0.90 en el intervalo se calcula como

$$\Delta Q = \pm \frac{1.14 \sigma_Q}{\sigma_N} \dots \dots \dots (5.36)$$

La zona de ϕ comprendida entre 0.8 y 0.9 se considera de transición, donde ΔQ es proporcional al calculado con las expresiones (5.35) y (5.36)

Es gasto máximo para un cierto periodo de retorno quedará comprendido dentro de intervalo definido por $Q_{m\acute{a}x} - \Delta Q$ y $Q_{m\acute{a}x} + \Delta Q$. En el departamento de puentes de la Dirección General de Carreteras Federales se ha establecido como norma diseñar para $Q_{m\acute{a}x} + \Delta Q$ para estar del lado de la seguridad.

Ejemplo 5.9

Calcular por el método de Gumbel el gasto de diseño, para periodo de retorno de 50 y 100 años, que se puede presentar en la estación hidrométrica de Salustierra Guanajuato sobre el río Lerma.

Se recomienda tomar una tabla de cálculo (tabla 5.10) donde las dos primeras columnas se integran con datos registrados en la estación en estudio, los que a su vez se obtiene de los boletines hidrológicos.

a) Cálculo del gasto medio anual registrado.

De la tabla 5.10, si se suma la columna (2) y se divide entre el número de años registro, obtiene:

$$\bar{Q} = \frac{2,248.8}{29} = 1124 \text{ m}^3/\text{s}$$

- b) Cálculo de la desviación estándar.

Tomando en cuenta el valor de \bar{Q} y la suma de la columna 3. de la tabla 5.10 y sustituyendo en la ec. (5.34)

$$\sigma_Q = \sqrt{\frac{36.59 \times 10^4 - 20(112.4)^2}{19}} = 77.20$$

- c) Cálculo de los coeficientes Y_N y σ_N

De la tabla (5.8) para $N = 20$ se obtiene: $Y_N = 0.52355$
 $\sigma_N = 1.06283$

- d) Obtención de la ecuación del gasto máximo.

Sustituyendo los valores calculados en los pasos anteriores en la ecuación (5.32) se obtiene

$$Q_{\max} = 112.4 - \frac{77.20}{0.06283} \left(0.52355 + \log_e 1/T \right)$$

$$Q_{\max} = 74.4 - 72.7 \log_e \frac{1}{T}$$

- e) Gasto máximo para diferentes periodos de retorno, sin considerar el intervalo de confianza.

Para $T = 50$ años : $Q_{\max} = 358 \text{ m}^3/\text{s}$
Para $T = 100$ años : $Q_{\max} = 408 \text{ m}^3/\text{s}$

- f) Intervalo de confianza

Como $\phi = 1 - 1/T$ en los dos casos es mayor que 0.9, el intervalo de confianza se calcula ampliando la ecuación (5.36) así:

$$\Delta Q = \frac{1.14(77.20)}{1.06283} = 83 \text{ m}^3/\text{s}$$

- g) El gasto máximo para diferentes periodos de retorno, considerando el intervalo de confianza.

Para $T = 50$ años
 $Q_{\max} + \Delta Q = 358 + 83 = 441 \text{ m}^3/\text{s}$
Para $T = 100$ años
 $Q_{\max} + \Delta Q = 408 + 83 = 491 \text{ m}^3/\text{s}$

Tabla 5.10

1	2	3
Año de Observación	Gasto máximo anual (Q_1)	$Q_1^2 \times 10^{-6}$
1943	300	9
44	188	3.53
45	147	2.16
46	105	1.10
47	165	2.72
48	203	4.12
49	48.3	0.24
1950	36.2	0.13
51	56.3	0.32
52	56.8	0.32
53	45.2	0.20
54	47.9	0.23
55	141	1.99
56	98.2	0.96
57	53.6	0.29
58	246	6.05
59	156	2.43
1960	47.9	0.23
61	54.9	0.30
62	52	0.27
SUMA	2248.8	36.59

● Método de Nash.

La curva de distribución de probabilidades utilizada por Nash es la misma del método de Gumbel que acaba de exponer, pero ajustada por mínimos cuadrados en vez de por momentos.

Partiendo de la ecuación (5.21) y tomado 2 veces logaritmos en ambos miembros se obtiene:

$$\log_e \log_e \left[\frac{T}{T-1} \right] = \frac{q \cdot a}{c} \dots \dots \dots (5.37)$$

de donde se despeja q

$$q = -a - a \log_e \log_e \left[\frac{T}{T-1} \right] \dots \dots \dots (5.38)$$

Si en esta ecuación se hacen las siguientes sustituciones.

$$a = -a_0 \dots \dots \dots (5.39)$$

$$c = -c_0 \dots \dots \dots (5.40)$$

$$q = Q_{\max} \dots \dots \dots (5.41)$$

se obtiene la expresión de Nash

$$Q_{\max} = a_0 + c_0 \log_e \log_e \left[\frac{T}{T-1} \right] \dots \dots \dots (5.42)$$

Donde

Q_{\max} = Gasto máximo para un periodo de retorno determinado en m³/s.

$a_0 + c_0$ = Parámetros que son función del registro de gastos máximos anuales.

T = Periodo de retorno, en años.

Los parámetros $a_0 + c_0$ se valúan, con base en los registros, en la forma siguiente:

$$\overline{a_0 + c_0} = \overline{Q} - c_0 \overline{X} \dots \dots \dots (5.43)$$

$$C_0 = \frac{\sum_{i=1}^N X_i Q_i - N \bar{X} \bar{Q}}{\sum_{i=1}^N X_i^2 - N \bar{X}^2} \dots (5.44)$$

Siendo $X_i = \log_e \log_e \left[\frac{T_i}{T_i - 1} \right] \dots (5.45)$

Donde

N = Número de años de registro.

Q_i = Gasto máximos anuales registros en m^3/a .

$\sum_{i=1}^N Q_i / N$ = Gasto medio, en m^3/a .

X_i = Constante para cada gasto Q_i registro, función de su período de retorno correspondiente.

$\bar{X} = \frac{\sum_{i=1}^N X_i}{N}$ = Valor medio de las X

El valor de cada T_i que se debe introducir en la expresión 5.61 se obtiene aplicando la fórmula de Weibull (5.14) a cada uno de los gastos q_i del registro, o sea

$$T_i = \frac{N+1}{m_i} \dots (5.46)$$

donde m_i es el rango correspondiente al gasto máximo anual Q_i , al ordenar los gastos en forma decreciente y asignando el número 1 al más grande de los registrados.

El intervalo dentro del cual puede variar el Q_{max} calculado con la ecuación (5.42) se obtiene con:

$$\pm 2 \sqrt{\frac{S_{qq}}{N^2(N-1)} + (x-\bar{x})^2 \frac{1}{N-2} - \frac{1}{S_{xx}} \left[S_{xq} - \frac{S_x \cdot S_q}{N} \right]} \dots (5.47)$$

$$S_{xx} = N \sum x_i^2 - (\sum x_i)^2 \dots (5.48)$$

$$S_{qq} = N \sum Q_i^2 - (\sum Q_i)^2 \dots (5.49)$$

$$S_{\Delta Q} = N \sum Q_i x_i - (\sum x_i) \dots \dots \dots (5.50)$$

En la ecuación (5.47) se ve que ΔQ sólo varía con X , la cual se calcula con la ecuación (5.45) sustituyendo el valor de periodo de retorno para el cual se calculó el Q_{\max} , todos los demás términos que intervienen en la ecuación (5.47) se obtienen de los datos.

El gasto máximo de diseño, como ya se vio al tratar el método de Gumbel quedará comprendido entre $Q_{\max} - \Delta Q$ y $Q_{\max} + \Delta Q$.

Ejemplo 5.10

Calcular por el método de Nash el gasto de diseño para el mismo caso de ejemplo 5.9.

a) Cálculo preliminar.

Para la aplicación de este método los gastos máximos anuales se ordenan en forma decreciente como se muestra en la columna 1 de la tabla 5.11. La columna 2 es el número de orden que va de 1 a 20, pues es este el número de datos. La columna 3 se calcula empleando la ecuación (5.46), que en este caso se reduce a

$$T_i = \frac{20 + 1}{m_i} = \frac{21}{m_i}$$

La X_i se obtiene sustituyendo en la ecuación (5.45) los valores de la columna 4.

b) Cálculo de \bar{Q} y \bar{X}

Sumando los datos anotados en la columna 1 de la tabla (5.11) y dividiendo el resultado entre el número de años de registro, se obtiene:

$$\bar{Q} = \frac{224.8}{20} = 11.244 \text{ m}^3/\text{s}$$

Procediendo de igual manera con la columna 5 de la misma tabla se obtiene:

$$\bar{X} = \frac{-10.50}{20} = -0.52$$

c) Cálculo de las constantes a_0 y C_0

$$C_0 = \frac{-2.729.4 - 20 (-0.52)(11.44)}{28.06 - 20 (-0.52)^2} = \frac{1560.02}{22.65}$$

$$C_0 = -68.9$$

y de la ecuación (5.43)

$$a_0 = 112.44 - (-68.9)(-0.52) = 76.61$$

d) **Gastos máximos para diferentes periodos de retorno, sin considerar el intervalo de confianza.**

Sustituyendo los valores de las constantes a_0 y C_0 en la ecuación (5.42) se obtiene:

$$Q_{\max} = 76.61 - 68.9 \log_e \log_e \frac{T}{T-1}$$

y entonces

$$\begin{array}{ll} \text{Para } T = 50 \text{ años} & , \quad Q_{\max} = 345 \text{ m}^3/\text{s} \\ \text{Para } T = 100 \text{ años} & , \quad Q_{\max} = 394 \text{ m}^3/\text{s} \end{array}$$

e) **Intervalo de confianza.**

Para calcular este intervalo se emplea la ecuación 5.47 antes de aplicarla conviene calcular

$$S_{xx} = 20(28.06) - (-10.50)^2 = 450.95$$

$$S_{yy} = 20(36.59 \times 10^{-4}) - (2248.8)^2 = 226 \times 10^{-4} \text{ m}^6/\text{s}^2$$

$$S_{xy} = 20(-2729.4) - (2248.8)(-10.50) = -30.976 \text{ m}^5/\text{s}$$

Sustituyendo en la ecuación 5.47 se obtiene

$$\Delta Q = \pm 2 \sqrt{\frac{226 \times 10^{-4}}{20(20-1)} + \left[X - (-0.52) \right]^2 \frac{1}{20-2} \frac{1}{450.95} \left[226 \times 10^{-4} - \frac{(-30.976)^2}{450.95} \right]}$$

$$\Delta Q = \pm 2 \sqrt{297 + [X + 0.52]^2} \cdot 16.3 \text{ m}^3/\text{s}$$

El valor de X se calcula de la ecuación 5.45 para cada T

∴ Para T = 50 años

$$Q_{\max} + \Delta Q = 345 + 44 = 389 \text{ m}^3/\text{s}$$

Para T = 100 años

$$Q_{\max} + \Delta Q = 345 + 44 = 389 \text{ m}^3/\text{s}$$

Tabla 5.11

1	2	3	4	5	6	7	8
Q_i	n_i	f_i	$\frac{f_i}{f_i - 1}$	x_i	$Q_i^2 \times 10^{-4}$	$Q_i x_i$	x_i^2
300	1	21	1.050	- 3.02	9.00	- 906.0	9.12
246	2	10.5	1.105	- 2.30	6.05	- 565.8	5.29
203	3	7	1.166	- 1.87	4.12	- 379.6	3.50
188	4	5.25	1.233	- 1.56	3.53	- 293.3	2.43
165	5	4.20	1.313	- 1.30	2.72	- 214.5	1.69
156	6	3.50	1.400	- 1.09	2.43	- 170.0	1.19
147	7	3	1.500	- 0.90	2.16	- 132.3	0.81
141	8	2.63	1.615	- 0.74	1.99	- 104.3	0.55
105	9	2.33	1.750	- 0.58	1.10	- 60.9	0.34
98.2	10	2.10	1.910	- 0.44	0.96	- 43.2	0.19
56.8	11	1.91	2.100	- 0.30	0.32	- 17.0	0.09
56.3	12	1.75	2.335	- 0.16	0.32	- 9.0	0.03
54.9	13	1.62	2.610	- 0.04	0.30	- 2.2	0.00
53.6	14	1.50	3.000	0.09	0.29	4.8	0.01
52.0	15	1.40	3.500	0.23	0.27	12.0	0.05
48.8	16	1.31	4.225	0.37	0.24	18.1	0.14
47.9	17	1.24	5.170	0.50	0.23	24.0	0.25
47.9	18	1.17	6.880	0.66	0.23	31.6	0.44
45.2	19	1.11	10.091	0.84	0.20	38.0	0.71
36.2	20	1.05	21.000	1.11	0.13	40.2	1.23
2348.8				-10.90	36.99	-2,789.4	28.06

●Método de Lebediev.

Lebediev consideró una distribución del tipo III de Pearson, ajustarla con base en experiencias obtenidas en ríos soviéticos. A continuación se presenta las relaciones que se utilizan para determinar el gasto máximo.

El gasto máximo probable para un período de retorno determinado se obtiene con la ecuación.

$$Q_{\text{máx}} = \bar{Q} (K C_u + 1) \dots\dots\dots(5.51)$$

En lo que \bar{Q} es el gasto medio y está expresado como.

$$\bar{Q} = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N Q_i \dots\dots\dots(5.52)$$

C_u = coeficiente de variación, adimensional, que se obtiene de la ecuación.

$$C_u = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^N (Q_i - \bar{Q})^2}{N \bar{Q}^2}} \dots\dots\dots(5.53)$$

Donde

K = Coeficiente adimensional que depende de la probabilidad P expresada en porcentaje de que se presente el gasto correspondiente al periodo de retorno de que se trate y del coeficiente de asimetría C_s , ver tabla 5.12a, 5.12b y 5.12c

Q_i - Gastos máximos anuales observados, en m^3/s .

N = Número de años de observación.

P = Probabilidad de que se presente la avenida correspondiente al periodo de retorno de que se trate en un año en particular, expresada en porcentaje, se calcula con la ecuación.

$$P = \frac{1}{T} \times 100 \dots\dots\dots(5.54)$$

En la que T es el periodo de retorno, en años.

C_s = Coeficiente de asimetría, adimensional, cuando el número de años de registro es mayor que 10, se determina con la ecuación:

$$C_s = \frac{\sum_{i=1}^N (Q_i - \bar{Q})^3}{N C_u^3} \dots\dots\dots(5.56)$$

En caso de que el número de años de observación sea menor que 40, se recomienda calcular además los siguientes valores:

- Cs = 2 Cu Para avenidas producidas por deshielo
- Cs = 3 Cu Para avenidas producidas por tormentas
- Cs = 5 Cu Para avenidas producidas por tormentas ciclónicas

El valor de Cs así calculado se compara con el obtenido de la ecuación (5.55) y se escoge el mayor

El intervalo de confianza en este método se calcula con la ecuación

$$\Delta Q = \pm \frac{A E_r C_{\max}}{\sqrt{N}}$$

Donde

- ΔQ = Intervalo de confianza en m³/s.
- A = Coeficiente dimensional que varía de 0.7 a 1.5 dependiendo del número de años de registro, cuantos más años de registro haya, menor será el valor del coeficiente. Si N es mayor de 40 años, se toma el valor de 0.7
- E_r = Coeficiente dimensional que depende de los valores de Cu y de la probabilidad P. Se encuentra en forma gráfica en la fig. 5.9.

Ejemplo 5.11

Obtener por el método de Lebedev el gasto de diseño para el mismo caso del ejemplo 5.9.

a) Obtención del gasto medio \bar{Q} .

Se obtiene aplicando la ecuación (5.52) en la cual $\sum_{i=1}^N Q_i$ es igual a la suma de la columna 2 de la tabla 5.13

$$\bar{Q} = \frac{224.8}{20} = 11.24 \text{ m}^3/\text{s}$$

b) Obtención del coeficiente de variación Cu.

Teniendo en cuenta la tabla 5.13, la ecuación 5.53 se reduce a sumar la columna 6 de dicha tabla, dividirla entre el número de años de registro y sacarle raíz cuadrada, quedando:

$$C_u = \sqrt{\frac{8.94}{20}} = 0.67$$

c) obtención de coeficiente de asimetría C_s .

Aplicando en la ecuación 5.55 se obtiene

$$C_s = \frac{5.92}{20(0.67)^2} = 0.98$$

por otra parte considerando que la avenida es producida por tormenta, el coeficiente C_s se valúa con

$$C_s = 3C_u = 3 \times 0.67 = 2.01$$

De los valores de C_s obtenidos se escoge el mayor, ósea

$$C_s = 2.01$$

d) Obtención de coeficiente k .

Para el periodo de retorno de 50 años, de la ecuación (5.54) se obtiene $P = 2$ por ciento. Con $P=2$ y $C_s = 2.01$, de tabla 5.12b se obtiene $K = 2.91$.

Para el periodo de retorno de 100 años, de la ecuación 5.54 se obtiene $P = 1\%$ con $P = 1$ y $C_s = 2.01$ de la tabla 5.12b se tiene $K = 3.60$.

e) Obtención de E_r .

De la fig. 5.9 para $P = 2$ y $C_u = 0.67$, se obtiene $E_r = 0.96$.

Para $P = 1$ y $C_u = 0.67$ se obtiene $E_r = 100$.

f) Obtención del gasto máximo sin intervalo de confianza.

Para el periodo de retorno de 50 años, de la ecuación 5.51 se obtiene

$$Q_{\text{máx}} = 112.4(2.91 \times 0.67 + 1) = 332 \text{ m}^3/\text{s}$$

Para el periodo de retorno de 100 años, de la ecuación 5.51 se obtiene

$$Q_{\text{máx}} = 112.4(3.60 \times 0.67 + 1) = 384 \text{ m}^3/\text{s}$$

g) Obtención del intervalo de confianza ΔQ .

Para aplicar la ecuación 5.56 se necesita antes determinar el valor de A .

Para esto se puede interpolar linealmente entre 1.5 para $N = 0$ y 0.7 para $N = 40$ obteniendo para $N = 20$.

$$A = \frac{1.5 - 0.7}{40} \times 20 + 0.7 = 1.1$$

40

Se aplica ahora la ecuación 5.56 obteniendo, para T = 50 años,

$$\Delta Q = \pm \frac{1.1 \times 0.96 \times 332}{\sqrt{20}} = 78 \text{ m}^3/\text{s}$$

Para T = 100 años

$$\Delta Q = \pm \frac{1.1 \times 1.0 \times 384}{\sqrt{20}} = 95 \text{ m}^3/\text{s}$$

b) Obtención del gasto de diseño con intervalo de confianza.

Para T = 50 años.

$$Q_{\text{máx}} + \Delta Q = 332 + 78 = 410 \text{ m}^3/\text{s}$$

Para T = 100 años.

$$Q_{\text{máx}} + \Delta Q = 384 + 95 = 483 \text{ m}^3/\text{s}$$

TABELA 5.12a. Valores de N.

C _s	P en %																			C _s			
	001	01	05	1	2	3	5	10	20	25	30	40	50	60	70	75	80	90	95		97	99	999
0.0	372	309	258	233	202	188	184	128	884	1.07	0.52	0.25	0.00	-0.27	-0.32	-0.47	-0.84	-1.28	-1.64	-1.88	-2.37	-3.09	0.00
0.05	303	316	2.42	2.36	2.00	1.90	1.65	1.26	0.64	0.60	0.52	0.24	-0.01	-0.26	-0.32	-0.66	-0.84	-1.28	-1.62	-1.84	-2.12	-3.02	0.05
0.1	334	323	2.77	2.40	2.11	1.92	1.67	1.29	0.64	0.65	0.51	0.24	-0.02	-0.27	-0.33	-0.64	-0.85	-1.27	-1.61	-1.84	-2.25	-2.95	0.1
0.15	405	331	2.71	2.44	2.15	1.94	1.68	1.30	0.64	0.68	0.50	0.23	-0.02	-0.26	-0.34	-0.68	-0.85	-1.26	-1.60	-1.82	-2.22	-2.98	0.15
0.2	416	336	2.72	2.47	2.16	1.96	1.70	1.30	0.63	0.65	0.50	0.22	-0.03	-0.28	-0.35	-0.63	-0.85	-1.26	-1.58	-1.79	-2.18	-2.81	0.2
0.25	427	345	2.81	2.50	2.18	1.98	1.71	1.30	0.62	0.64	0.49	0.21	-0.04	-0.29	-0.34	-0.70	-0.85	-1.25	-1.56	-1.77	-2.14	-2.69	0.25
0.3	438	352	2.86	2.54	2.21	2.00	1.72	1.31	0.62	0.64	0.48	0.20	-0.05	-0.30	-0.34	-0.70	-0.85	-1.24	-1.55	-1.75	-2.10	-2.67	0.3
0.35	450	359	2.90	2.58	2.23	2.02	1.73	1.32	0.62	0.64	0.48	0.20	-0.06	-0.30	-0.36	-0.70	-0.85	-1.24	-1.53	-1.72	-2.05	-2.60	0.35
0.4	461	365	2.95	2.61	2.26	2.04	1.75	1.32	0.62	0.63	0.47	0.19	-0.07	-0.31	-0.37	-0.71	-0.85	-1.22	-1.51	-1.69	-2.00	-2.54	0.4
0.45	472	374	2.99	2.64	2.28	2.06	1.76	1.32	0.62	0.62	0.48	0.18	-0.08	-0.32	-0.38	-0.71	-0.85	-1.22	-1.51	-1.68	-2.02	-2.47	0.45
0.5	483	381	3.04	2.68	2.31	2.08	1.77	1.32	0.61	0.62	0.46	0.17	-0.09	-0.33	-0.38	-0.71	-0.85	-1.22	-1.49	-1.68	-1.96	-2.40	0.5
0.55	494	388	3.08	2.72	2.33	2.10	1.78	1.32	0.60	0.62	0.45	0.16	-0.09	-0.34	-0.38	-0.72	-0.85	-1.21	-1.47	-1.64	-1.92	-2.32	0.55
0.6	505	395	3.13	2.75	2.35	2.12	1.80	1.33	0.60	0.61	0.44	0.16	-0.10	-0.34	-0.39	-0.72	-0.85	-1.20	-1.45	-1.61	-1.88	-2.27	0.6
0.65	516	403	3.17	2.78	2.37	2.14	1.81	1.33	0.79	0.60	0.44	0.15	-0.11	-0.35	-0.40	-0.72	-0.85	-1.19	-1.44	-1.59	-1.84	-2.20	0.65
0.7	523	410	3.22	2.82	2.40	2.15	1.82	1.33	0.79	0.59	0.43	0.14	-0.12	-0.36	-0.40	-0.72	-0.85	-1.18	-1.42	-1.57	-1.81	-2.14	0.7
0.75	539	417	3.26	2.86	2.42	2.16	1.83	1.34	0.78	0.58	0.42	0.13	-0.12	-0.36	-0.40	-0.72	-0.85	-1.18	-1.40	-1.54	-1.78	-2.08	0.75
0.8	550	424	3.31	2.89	2.43	2.18	1.84	1.34	0.78	0.58	0.41	0.12	-0.13	-0.37	-0.40	-0.73	-0.86	-1.17	-1.38	-1.52	-1.74	-2.02	0.8
0.85	552	431	3.35	2.92	2.47	2.20	1.85	1.34	0.78	0.59	0.40	0.12	-0.14	-0.38	-0.40	-0.73	-0.86	-1.16	-1.36	-1.49	-1.70	-1.96	0.85
0.9	575	433	3.40	2.96	2.50	2.22	1.86	1.34	0.77	0.57	0.40	0.11	-0.15	-0.38	-0.41	-0.73	-0.85	-1.15	-1.35	-1.47	-1.66	-1.90	0.9
0.95	584	446	3.44	2.99	2.53	2.24	1.87	1.34	0.78	0.56	0.39	0.10	-0.16	-0.39	-0.42	-0.73	-0.85	-1.14	-1.34	-1.44	-1.62	-1.84	0.95
1.0	598	453	3.49	3.07	2.58	2.25	1.88	1.34	0.78	0.55	0.38	0.09	-0.16	-0.39	-0.42	-0.73	-0.85	-1.13	-1.32	-1.42	-1.59	-1.79	1.0
0.05	607	460	3.53	3.06	2.58	2.26	1.88	1.34	0.75	0.54	0.37	0.08	-0.17	-0.40	-0.42	-0.74	-0.85	-1.12	-1.30	-1.40	-1.56	-1.74	0.05
0.1	618	467	3.58	3.09	2.59	2.28	1.89	1.34	0.74	0.54	0.36	0.07	-0.18	-0.41	-0.42	-0.74	-0.85	-1.10	-1.28	-1.38	-1.52	-1.68	0.1
0.15	630	474	3.63	3.12	2.60	2.30	1.90	1.34	0.74	0.53	0.36	0.06	-0.18	-0.42	-0.42	-0.74	-0.84	-1.09	-1.26	-1.36	-1.48	-1.63	0.15
0.2	641	481	3.68	3.15	2.61	2.31	1.92	1.34	0.73	0.52	0.35	0.05	-0.19	-0.42	-0.43	-0.74	-0.84	-1.08	-1.24	-1.34	-1.45	-1.58	0.2
0.25	652	488	3.70	3.18	2.64	2.32	1.93	1.34	0.72	0.52	0.34	0.04	-0.20	-0.42	-0.43	-0.74	-0.84	-1.07	-1.22	-1.30	-1.42	-1.53	0.25
0.3	664	495	3.74	3.21	2.67	2.34	1.94	1.34	0.72	0.51	0.33	0.04	-0.21	-0.43	-0.43	-0.74	-0.84	-1.06	-1.20	-1.28	-1.38	-1.48	0.3
0.35	674	502	3.78	3.24	2.68	2.36	1.94	1.34	0.72	0.50	0.32	0.03	-0.22	-0.44	-0.44	-0.74	-0.84	-1.05	-1.18	-1.26	-1.36	-1.44	0.35
0.4	687	509	3.81	3.27	2.71	2.37	1.95	1.34	0.71	0.49	0.31	0.02	-0.23	-0.44	-0.44	-0.74	-0.83	-1.04	-1.17	-1.23	-1.32	-1.39	0.4
0.45	698	518	3.87	3.30	2.74	2.38	1.95	1.33	0.70	0.48	0.30	0.01	-0.23	-0.44	-0.44	-0.73	-0.82	-1.03	-1.15	-1.21	-1.29	-1.39	0.45
0.5	709	526	3.91	3.33	2.74	2.39	1.95	1.33	0.69	0.47	0.30	0.00	-0.24	-0.44	-0.44	-0.73	-0.82	-1.02	-1.13	-1.18	-1.26	-1.31	0.5
0.55	720	532	3.95	3.36	2.76	2.40	1.95	1.33	0.68	0.46	0.29	0.01	-0.24	-0.45	-0.44	-0.73	-0.82	-1.00	-1.12	-1.18	-1.23	-1.28	0.55
0.6	731	537	3.98	3.38	2.78	2.41	1.97	1.33	0.68	0.46	0.28	0.02	-0.25	-0.46	-0.44	-0.73	-0.81	-0.99	-1.10	-1.14	-1.20	-1.24	0.6
0.65	742	544	4.03	3.42	2.80	2.43	1.97	1.33	0.67	0.45	0.27	0.02	-0.25	-0.46	-0.44	-0.72	-0.81	-0.98	-1.08	-1.12	-1.17	-1.20	0.65
0.7	754	550	4.07	3.44	2.82	2.44	1.98	1.32	0.66	0.44	0.26	0.03	-0.27	-0.47	-0.44	-0.72	-0.81	-0.97	-1.08	-1.10	-1.14	-1.17	0.7
0.75	765	557	4.11	3.47	2.83	2.45	1.98	1.32	0.66	0.43	0.25	0.04	-0.28	-0.48	-0.44	-0.72	-0.80	-0.95	-1.04	-1.08	-1.12	-1.14	0.75

C ₆	P in %																	C ₅					
	0.01	0.1	0.5	1	3	5	10	20	25	30	40	50	60	70	75	80	85		95	97	99	99.9	
1.6	7.76	6.84	4.15	3.80	2.83	4.99	1.99	1.37	0.84	0.48	0.84	-0.05	-0.28	-0.46	-0.64	-0.77	-0.80	-0.84	-1.02	-1.04	-1.05	-1.11	1.8
1.65	7.47	5.70	4.19	3.82	2.84	7.46	1.99	1.31	0.84	0.41	0.23	-0.04	-0.28	-0.46	-0.64	-0.72	-0.80	-0.83	-1.00	-1.04	-1.06	-1.08	1.85
1.9	7.98	3.77	4.23	3.52	2.82	2.49	0.90	1.31	0.83	0.40	0.22	-0.07	-0.29	-0.48	-0.64	-0.72	-0.79	-0.82	-0.98	-1.01	-1.04	-1.05	1.9
1.95	8.19	3.64	4.26	3.53	2.82	2.52	0.90	1.30	0.83	0.40	0.21	-0.08	-0.30	-0.48	-0.64	-0.72	-0.79	-0.81	-0.98	-0.99	-1.02	-1.02	1.95
2.0	8.21	3.61	4.30	3.62	2.81	2.51	0.90	1.30	0.81	0.39	0.20	-0.08	-0.31	-0.49	-0.64	-0.71	-0.78	-0.80	0.950	0.97	-0.990	-1.00	2.0
2.05		6.97	4.34	3.64	2.80	2.51	0.90	1.30	0.80	0.38	0.19	-0.09	-0.31	-0.48	-0.64	-0.71	-0.77	-0.81	0.953	0.95	-0.987	-0.974	2.05
2.1		6.90	4.33	3.63	2.80	2.51	0.90	1.29	0.80	0.37	0.18	-0.10	-0.32	-0.50	-0.64	-0.70	-0.76	0.864	0.94	-0.930	-0.945	0.953	2.1
2.15		6.90	4.27	3.60	2.79	2.50	0.90	1.29	0.80	0.36	0.17	-0.11	-0.32	-0.50	-0.64	-0.70	-0.76	0.854	0.895	0.915	-0.915	0.931	2.15
2.2		6.84	4.26	3.60	2.79	2.50	0.90	1.28	0.80	0.36	0.16	-0.12	-0.33	-0.50	-0.64	-0.69	-0.73	0.847	0.882	0.899	0.902	0.910	2.2
2.25		6.82	4.18	3.50	2.80	2.54	0.90	1.28	0.80	0.35	0.15	-0.12	-0.34	-0.50	-0.63	-0.68	-0.74	0.820	0.864	0.878	0.880	0.900	2.25
2.3		6.90	4.37	3.73	2.80	2.54	0.90	1.28	0.80	0.35	0.14	-0.13	-0.34	-0.50	-0.63	-0.68	-0.74	0.815	0.850	0.850	-0.867	-0.870	2.3
2.35		6.31	4.59	3.70	3.00	2.57	0.90	1.29	0.80	0.35	0.13	-0.13	-0.34	-0.50	-0.62	-0.67	-0.73	0.803	0.833	0.843	-0.848	-0.852	2.35
2.4		6.27	4.58	3.70	3.00	2.57	0.90	1.28	0.80	0.34	0.12	-0.14	-0.35	-0.51	-0.62	-0.67	-0.72	0.792	0.822	0.824	-0.830	-0.834	2.4
2.45		6.24	4.52	3.60	3.00	2.61	0.90	1.28	0.80	0.34	0.11	-0.15	-0.34	-0.51	-0.62	-0.66	-0.71	0.780	0.805	0.810	-0.815	-0.817	2.45
2.5		6.21	4.48	3.62	3.02	2.62	0.90	1.27	0.80	0.33	0.10	-0.16	-0.34	-0.51	-0.62	-0.66	-0.71	0.768	0.792	0.795	0.8000	0.8000	2.5
2.55		6.52	4.46	3.64	3.04	2.62	0.90	1.28	0.80	0.33	0.09	-0.16	-0.36	-0.51	-0.61	-0.66	-0.70	0.757	0.777	0.780	-0.785	-0.785	2.55
2.6		6.54	4.71	3.60	3.08	2.63	0.90	1.28	0.80	0.33	0.08	-0.17	-0.37	-0.51	-0.61	-0.66	-0.70	0.744	0.764	-0.768	-0.770	-0.770	2.6
2.65		6.44	4.75	3.69	3.09	2.63	0.90	1.27	0.80	0.32	0.07	-0.17	-0.37	-0.51	-0.61	-0.65	-0.69	0.734	0.750	-0.752	-0.755	-0.755	2.65
2.7		6.75	4.62	3.78	3.10	2.62	0.90	1.27	0.80	0.32	0.07	-0.18	-0.38	-0.51	-0.61	-0.65	-0.68	0.724	0.740	-0.744	-0.740	-0.740	2.7
2.75		6.80	4.63	3.84	3.11	2.64	0.90	1.26	0.80	0.31	0.04	-0.18	-0.38	-0.51	-0.60	-0.64	-0.67	0.713	0.726	-0.728	-0.727	-0.727	2.75
2.8		6.84	4.86	3.96	3.12	2.65	0.90	1.26	0.80	0.31	0.03	-0.20	-0.39	-0.51	-0.60	-0.64	-0.67	0.703	0.711	-0.714	-0.715	-0.715	2.8
2.85		6.93	4.88	3.98	3.12	2.67	0.90	1.26	0.80	0.31	0.04	-0.20	-0.39	-0.51	-0.60	-0.63	-0.66	0.695	0.700	-0.702	-0.702	-0.702	2.85
2.9		7.05	4.81	4.01	3.12	2.68	0.90	1.25	0.80	0.31	0.04	-0.21	-0.39	-0.51	-0.60	-0.63	-0.65	0.680	0.684	-0.689	-0.689	-0.689	2.9
2.95		7.05	4.83	4.03	3.12	2.68	0.90	1.24	0.80	0.30	0.04	-0.21	-0.39	-0.51	-0.59	-0.62	-0.64	0.672	0.677	-0.678	-0.678	-0.678	2.95
3.0		7.10	4.85	4.05	3.14	2.69	0.90	1.23	0.80	0.30	0.02	-0.22	-0.40	-0.51	-0.59	-0.62	-0.64	0.661	0.665	-0.666	-0.666	-0.666	3.0
3.05		7.16	4.98	4.07	3.14	2.69	0.90	1.22	0.80	0.30	0.01	-0.22	-0.40	-0.51	-0.58	-0.61	-0.63	0.653	0.655	-0.654	-0.654	-0.654	3.05
3.1		7.25	5.01	4.06	3.14	2.68	0.90	1.21	0.80	0.30	0.01	-0.23	-0.40	-0.51	-0.58	-0.60	-0.62	0.644	0.645	-0.646	-0.646	-0.646	3.1
3.15		7.28	5.04	4.10	3.14	2.65	0.90	1.21	0.80	0.30	0.02	-0.24	-0.40	-0.51	-0.57	-0.59	-0.61	0.633	0.635	-0.634	-0.634	-0.634	3.15
3.2		7.35	5.06	4.11	3.14	2.64	0.90	1.20	0.80	0.30	0.03	-0.25	-0.41	-0.51	-0.57	-0.59	-0.61	0.621	0.623	-0.623	-0.623	-0.623	3.2
3.25		7.38	5.11	4.13	3.16	2.64	0.90	1.20	0.80	0.30	0.04	-0.25	-0.41	-0.50	-0.56	-0.58	-0.60	0.610	0.612	-0.612	-0.612	-0.612	3.25
3.3		7.46	5.14	4.15	3.14	2.64	0.90	1.20	0.80	0.30	0.04	-0.26	-0.41	-0.50	-0.56	-0.58	-0.60	0.600	0.602	-0.602	-0.602	-0.602	3.3
3.35		7.49	5.16	4.16	3.14	2.64	0.90	1.19	0.80	0.30	0.04	-0.26	-0.41	-0.50	-0.55	-0.57	-0.59	0.594	0.597	-0.597	-0.597	-0.597	3.35
3.4		7.54	5.18	4.18	3.15	2.65	0.90	1.19	0.80	0.31	0.11	-0.26	-0.27	-0.41	-0.50	-0.55	-0.57	0.581	0.583	-0.583	-0.583	-0.583	3.4
3.45		7.60	5.21	4.19	3.15	2.64	0.90	1.19	0.80	0.30	0.08	-0.27	-0.41	-0.50	-0.54	-0.56	-0.57	0.578	0.578	-0.578	-0.578	-0.578	3.45
3.5		7.64	5.19	4.21	3.16	2.65	0.90	1.19	0.80	0.30	0.08	-0.28	-0.41	-0.50	-0.54	-0.55	-0.56	0.570	0.571	-0.571	-0.571	-0.571	3.5

Tabla 5.12b Valores de K

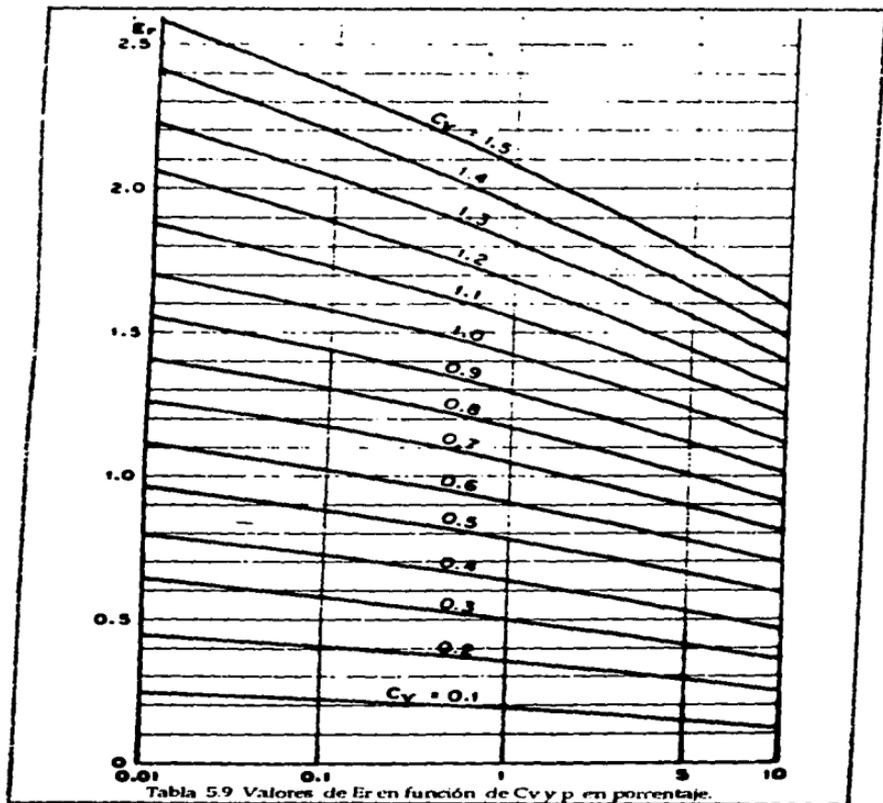


Tabla 5.13

1	2	3	4	5	6	7
Año de Observación	Gasto máximo anual (Q_1)	$Q_1 \times 10^{-4}$	$\frac{Q_1}{Q}$	$\frac{Q_1}{Q} - 1$	$\left(\frac{Q_1}{Q} - 1\right)^2$	$\left(\frac{Q_1}{Q} - 1\right)^3$
1943	300	9	2.67	1.67	2.79	4.66
44	188	3.53	1.67	0.67	0.45	0.30
45	147	2.16	1.31	0.31	0.09	0.03
46	105	1.10	0.93	- 0.07	0.00	0.00
47	165	2.72	1.47	0.47	0.22	0.10
48	203	4.12	1.81	0.81	0.65	0.53
49	48.8	0.24	0.43	- 0.57	0.32	- 0.19
1950	36.2	0.13	0.32	- 0.68	0.46	- 0.31
51	56.3	0.32	0.50	- 0.50	0.25	- 0.13
52	56.8	0.32	0.50	- 0.50	0.25	- 0.13
53	45.2	0.20	0.40	- 0.60	0.36	- 0.22
54	47.9	0.23	0.43	- 0.57	0.32	- 0.19
55	141	1.99	1.25	0.25	0.06	0.08
56	98.2	0.96	0.87	- 0.13	0.02	0.00
57	53.6	0.29	0.48	- 0.52	0.27	- 0.14
58	246	6.05	2.19	1.19	1.41	1.69
59	196	2.43	1.39	0.39	0.15	0.06
1960	47.9	0.23	0.43	- 0.57	0.32	- 0.19
61	54.9	0.30	0.49	- 0.51	0.26	- 0.13
62	52.	0.27	0.46	- 0.54	0.29	0.16
SUMA	2248.8	36.59			8.94	5.92

● Método Pearson Tipo III y log-Pearson Tipo III.

En 1930 Karl Pearson publicó en Londres la tercera edición de su obra, "tablas para estadísticos y biómetras", en la que proporciona una serie de funciones de probabilidad que se pueden ajustar a casi cualquier distribución. Aunque estas funciones tienen solamente una sumera base teórica, se han usado ampliamente en trabajos estadísticos prácticos para definir la forma de muchas curvas de distribución. De estas las más usadas en Hidrología son las del tipo I y III para análisis de frecuencia.

Con relación al método Log-Pearson Tipo III cabe mencionar un estudio muy interesante realizado en los E. U. A., por el Consejo de los Recursos de Agua por medio de su Comité de Hidrología, tendiente al establecimiento de un método para la determinación de las frecuencias de avenidas aplicable a todo el país. La idea criterio uniforme que permita adoptar la mejor medida o la mejor combinación de medidas en el amplio campo de desarrollo de los recursos de agua y los programas relacionados con el manejo de pérdidas por avenidas.

El estudio comprendió a o de los métodos más comúnmente usados en ese país, habiendo encontrado que de ellos, tres se apegaron bien a los datos, y no mostraron oblicuidad o distorsión, uno de estos últimos es el Log-Pearson Tipo III, el cual fue escogido como método base para el análisis de frecuencias de avenidas, debido principalmente a la tendencia que tienen a usarlo las agencias federales.

El mismo Comité de Hidrología reconoce que el estado del arte o habilidad respecto a los métodos de análisis de frecuencia de las avenidas y a las más de otras técnicas hidrológicas no ha avanzado al punto en que sea posible o apropiado una completa uniformización, por lo que admite la posibilidad de usar otro diferente al método base donde se presente una justificación adecuada.

Este método fue originalmente aplicado 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. Después, al introducirse la modificación consistente en transformar los datos naturales a sus logaritmos decimales para usar estos como argumento en el cálculo de los parámetros estadísticos se cambió el nombre a log-Pearson Tipo III, para diferenciarlo del original.

A continuación se describirá el método log-Pearson Tipo III y todo lo que se diga será aplicable al Pearson Tipo III con una sola observación, lo que se retira en el primer método a los logaritmos de los gastos se retendrá a los valores naturales de los mismos en el segundo método.

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

$$\text{Log } Q_{\text{max}} = \overline{\text{Log } Q} + K \text{Sig } Q \dots\dots\dots(5.57)$$

o también

$$Q_{max} = \text{anti log} \left[\overline{\log Q} + K \log Q \right] \dots \dots \dots (5.57)$$

Donde

Q_{max} = gasto máximo asociado para un periodo de retorno determinado, en m³/s.

$\overline{\log Q}$ = Valor medio de los logaritmos decimales de los gastos máximos, se valúa con la expresión.

$$\overline{\log Q} = \frac{\sum_{i=1}^N \log Q_i}{N} \dots \dots \dots (5.58)$$

K = Factor de frecuencia, función del periodo de retorno y del coeficiente de distorsión "g", adicional, se obtiene de las tablas 5.14a, 5.14b, 5.14c, 5.14d, 5.14e

N = Número de años de registro.

$$S_{\log Q} = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^N (\log Q_i)^2 - \left[\frac{(\sum_{i=1}^N \log Q_i)^2}{N} \right]}{N - 1}} \dots \dots \dots (5.59)$$

El coeficiente de distorsión "g" que se utiliza para determinar K se valúa con la siguiente expresión.

$$g = \frac{N^2 \sum_{i=1}^N (\log Q_i)^2 - 3N \sum_{i=1}^N \log Q_i \sum_{i=1}^N (\log Q_i) + 2 \left[\sum_{i=1}^N \log Q_i \right]^2}{N(N-1)(N-2)(S_{\log Q})^2} \dots \dots \dots (5.60)$$

La secuencia de cálculo es como sigue:

- a) Obtener los logaritmos decimales de las magnitudes de los gastos máximos anuales.
- b) Calcular el valor medio de los logaritmos (ecuación 5.58)
- c) Calcular la desviación estándar de los logaritmos (ecuación 5.59)
- d) Calcular el coeficiente de distorsión (ecuación 5.60)
- e) Seleccionar K de las tablas 5.14a a la 5.14e, según el valor de g obtenido en el paso anterior y del periodo de retorno.

- F) Aplicar la ecuación 5.57 para obtener el gasto correspondiente al periodo de retorno considerado en el paso anterior.

Ejemplo 5.12

Calcular por los métodos de Pearson Tipo III y log-Pearson Tipo III el gasto de diseño para el mismo caso del ejemplo 5.9

Los gastos máximos anuales observados se ha repetido en la columna 1 de la tabla 5.15 que se usará para facilitar los cálculos.

A) Método Pearson-III.

Las columnas 2, 3, y 4 de la tabla 5.15 son los correspondientes a este método.

- a) Para este método no se requieren los logaritmos de los gastos.
 b) el valor medio de los gastos se obtiene dividiendo la suma de la columna 2 entre el número de datos que es 20

$$Q = \frac{2248.8}{20} = 112.44 \text{ m}^3/\text{s}$$

- c) Cálculo de la desviación estándar de los gastos.

$$S_Q = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^N Q_i^2}{N} - \left[\frac{\sum_{i=1}^N Q_i}{N} \right]^2}$$

$$S_Q = \sqrt{\frac{366.097}{19} - \left[\frac{(2248.8)/20}{19} \right]^2} = 77.2 \text{ m}^3/\text{s}$$

- d) Cálculo de coeficiente de distorsión:

$$g = \frac{20^2 (7.4567 \times 10^3) - 3(20)(2248.8)(366.097) + 2(2248.8)^2}{20(19)(18)(77.2)^3}$$

$$g = 1.0089$$

e) Cálculo del coeficiente K.

En la tabla 5.14, en las columnas correspondientes a T = 50 y T = 100 años, se interpola el valor de g encontrado en el inicio anterior para determinar los valores de K, obteniendo:

$$K_{50} = 2.546$$

$$K_{100} = 3.028$$

f) El gasto se obtiene con la siguiente expresión.

$$Q_{m\acute{a}x} = \bar{Q} + K S_Q \quad \text{.....(5.61)}$$

que es equivalente a la 5.57 del método log Pearson III

Para T=50 años

$$Q_{m\acute{a}x} = 112.4 + 2.546 \cdot 77.2 = 308.9$$

$$Q_{m\acute{a}x} = 309 \text{ m}^3/\text{s}$$

B) Método log-Pearson-III

Los columnas correspondientes a este métodos son las 5, 6 y 7 de la tabla 5.15.

- a) En la columna 5 se encuentran anotadas los logaritmos, de los gastos.
b) El valor medio de los logaritmos se obtiene dividiendo la suma de la columna 5 entre el número de datos:

$$\overline{\log Q} = \frac{39.1426908}{20} = 1.9571345$$

- c) Cálculo de la desviación estándar. Se aplica la ecuación 5.59

$$S_{\log Q} = \sqrt{\frac{78.2158643 - 1((39.1426908)^2 / 20)}{19}}$$

$$S_{\log Q} = 0.2909$$

- d) Cálculo del coeficiente de distorsión

$$g = \frac{20^2(159.5131233) - 3(20)(39.1426908)(78.2158643) + 2(39.1426908)^2}{20(19)(18)(0.2909)^2}$$

$$g = 0.3293$$

e) Cálculo de coeficiente K

De la tabla 5.14a. para T = 50 y T = 100 años. interpolando para el valor de $g = 0.3293$ se obtiene:

$$K_{50} = 2.226$$

$$K_{100} = 2.565$$

f) Cálculo del gasto máximo aplicando la ecuación 5.37

Para T = 50 años.

$$Q_{\text{máx}} = \text{antilog}(1.9571345 + 2.226 \cdot 0.2909) = 402.4$$

$$Q_{\text{máx}} = 402 \text{ m}^3/\text{s}$$

Para T = 100 años.

$$Q_{\text{máx}} = \text{antilog}(1.9571345 + 2.565 \cdot 0.2909) = 505.0$$

$$Q_{\text{máx}} = 505 \text{ m}^3/\text{s}.$$

Hasta aquí se han presentado algunos de los métodos estadísticos más comúnmente usados. Todos los métodos estadísticos, incluyendo los que no se han mencionado aquí, son en cierto modo empírico, aún cuando involucren una distribución teórica, ya que no es posible partir de los factores hidrológicos básicos que originan las avenidas y demostrar la distribución probabilística de los picos.

En efecto, para que una distribución de probabilidades se considere correcta basta con que muestre cierta concordancia con los datos, lo cual viene a ser un procedimiento empírico para obtener una expresión de la distribución de probabilidades de las avenidas.

Coeficiente de distribución (g)	Períodos de retorno en años.										
	1,010	1,026	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
3.0	-0.667	-0.665	-0.660	-0.616	-0.396	0.620	1.180	2.278	3.152	4.051	4.970
2.9	-0.690	-0.688	-0.681	-0.631	-0.390	0.640	1.195	2.277	3.134	4.013	4.909
2.8	-0.714	-0.711	-0.702	-0.666	-0.384	0.660	1.210	2.275	3.114	3.973	4.847
2.7	-0.740	-0.736	-0.724	-0.681	-0.376	0.679	1.224	2.272	3.093	3.932	4.783
2.6	-0.769	-0.762	-0.747	-0.696	-0.368	0.699	1.238	2.267	3.071	3.889	4.718
2.5	-0.799	-0.790	-0.771	-0.711	-0.360	0.518	1.250	2.262	3.048	3.845	4.652
2.4	-0.832	-0.819	-0.795	-0.725	-0.351	0.537	1.262	2.256	3.023	3.800	4.584
2.3	-0.867	-0.850	-0.819	-0.739	-0.341	0.555	1.274	2.248	2.997	3.753	4.515
2.2	-0.905	-0.882	-0.844	-0.752	-0.330	0.574	1.284	2.240	2.970	3.705	4.444
2.1	-0.946	-0.914	-0.869	-0.765	-0.319	0.592	1.294	2.230	2.942	3.656	4.372
2.0	-0.990	-0.949	-0.905	-0.777	-0.307	0.609	1.302	2.219	2.912	3.605	4.298
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	2.780	3.383	3.990
1.5	-1.256	-1.131	-1.018	-0.825	-0.240	0.690	1.333	2.146	2.743	3.320	3.910
1.4	-1.318	-1.168	-1.041	-0.832	-0.225	0.705	1.337	2.128	2.706	3.251	3.828
1.3	-1.383	-1.206	-1.064	-0.835	-0.210	0.719	1.339	2.109	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	3.169	3.661
1.1	-1.518	-1.280	-1.107	-0.848	-0.180	0.745	1.341	2.066	2.585	3.097	3.575
1.0	-1.588	-1.317	-1.128	-0.852	-0.164	0.758	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	2.499	2.957	3.401
.8	-1.733	-1.388	-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	3.223
.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	2.949
.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 5.1-4. Valores de K para coeficientes de distribución normal.

Coeficiente de dispersión (s)	Período de Retorno en Años										
	1,0101 ^a	1,0526	1,1111	1,2500	2	5	10	25	50	100	200
	Probabilidad en %										
	99	95	90	80	50	20	10	4	2	1	0,5
0	-2,326	-1,665	-1,282	-0,862	0	0,842	1,282	1,751	2,054	2,326	2,578
-1	-2,400	-1,673	-1,292	-0,836	0,017	0,546	1,270	1,716	2,000	2,252	2,482
-2	-2,472	-1,700	-1,301	-0,830	0,033	0,850	1,259	1,650	1,945	2,178	2,338
-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	0,855	1,231	1,606	1,834	2,029	2,201
-5	-2,686	-1,774	-1,323	-0,808	0,083	0,856	1,216	1,567	1,777	1,955	2,108
-6	-2,759	-1,797	-1,328	-0,800	0,099	0,857	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	1,495	1,663	1,806	1,926
-8	-2,891	-1,839	-1,336	-0,780	0,132	0,856	1,166	1,448	1,606	1,733	1,831
-9	-2,957	-1,858	-1,339	-0,769	0,148	0,854	1,147	1,407	1,543	1,660	1,749
-10	-3,022	-1,877	-1,340	-0,755	0,164	0,852	1,128	1,366	1,432	1,535	1,666
-11	-3,087	-1,894	-1,341	-0,745	0,180	0,848	1,107	1,324	1,435	1,518	1,581
-12	-3,149	-1,910	-1,340	-0,732	0,195	0,844	1,086	1,282	1,379	1,449	1,501
-13	-3,211	-1,925	-1,339	-0,719	0,210	0,838	1,064	1,240	1,324	1,383	1,424
-14	-3,271	-1,938	-1,337	-0,705	0,225	0,832	1,041	1,199	1,270	1,318	1,351
-15	-3,330	-1,951	-1,333	-0,690	0,240	0,825	1,018	1,157	1,217	1,256	1,282
-16	-3,388	-1,962	-1,329	-0,675	0,254	0,817	0,994	1,116	1,166	1,197	1,216
-17	-3,444	-1,972	-1,324	-0,660	0,268	0,808	0,970	1,075	1,116	1,140	1,155
-18	-3,499	-1,981	-1,318	-0,643	0,282	0,799	0,945	1,035	1,069	1,087	1,097
-19	-3,553	-1,989	-1,310	-0,627	0,294	0,788	0,920	0,996	1,023	1,037	1,044
-20	-3,605	-1,996	-1,302	-0,609	0,307	0,777	0,895	0,959	0,980	0,990	0,999
-21	-3,656	-2,001	-1,294	-0,592	0,319	0,765	0,869	0,923	0,939	0,946	0,949
-22	-3,705	-2,006	-1,284	-0,574	0,330	0,752	0,844	0,899	0,900	0,905	0,907
-23	-3,753	-2,009	-1,274	-0,555	0,341	0,739	0,819	0,855	0,864	0,867	0,866
-24	-3,800	-2,011	-1,262	-0,537	0,351	0,725	0,795	0,823	0,830	0,832	0,833
-25	-3,845	-2,012	-1,250	-0,518	0,360	0,711	0,771	0,793	0,799	0,799	0,800
-26	-3,889	-2,013	-1,238	-0,499	0,368	0,696	0,747	0,764	0,768	0,769	0,769
-27	-3,932	-2,012	-1,224	-0,479	0,376	0,681	0,724	0,738	0,740	0,740	0,741
-28	-3,973	-2,010	-1,210	-0,460	0,384	0,666	0,702	0,712	0,714	0,714	0,714
-29	-4,013	-2,007	-1,195	-0,440	0,390	0,651	0,681	0,683	0,689	0,690	0,690
-30	-4,051	-2,003	-1,180	-0,420	0,396	0,636	0,660	0,666	0,666	0,667	0,667

Tabla 5 Tab. Valores del K para coeficientes de dispersión en años.

Tabla 5.14c Valores de K para coeficientes de distorsión positivos (ampliación a la Tabla N° 4.18a)

Coeficiente de Distorsión (α)	Periodo 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

Coeficiente de Distorsión (g)	Periodo 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	-0,48	-0,48	-0,48	-0,48	0,11	2,00	4,40	9,03	14,30
4,2	-0,48	-0,48	-0,48	-0,48	0,14	2,01	4,37	8,80	13,70
4,0	-0,48	-0,48	-0,48	-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 5.144 Valores de k para coeficientes de distorsión positivos (g) mayor de 10 (multiplicar a las Tablas 5.135a y 5.135b)

Tabla 5.14d Valores de K para coeficientes de distorsión positivos (g) mayor de 3.0 (ampliación a las Tablas 4.18a y 4.18c)

Coeficiente de Distorsión (g)	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

1	2	3	4	5	6	7
Año de Observación	Costo máximo anual, Q_1 , M/\$	Q_1^2	$Q_1^3 \times 10^{-2}$	$\log Q_1$	$\log^2 Q_1$	$\log^3 Q_1$
1943	300	90,000	270,000	2.4771213	6.1361297	15.1999373
44	188	35,344	66,447	2.2741578	5.1717939	11.7614757
45	147	21,609	31,765	2.1673173	4.6972644	10.1804626
46	105	11,025	11,576	2.0211893	4.0952062	7.2569750
47	165	27,225	44,921	2.2174839	4.9172350	10.9038988
48	203	41,209	83,654	2.3074960	5.3245380	12.2863503
49	48.8	2,381	1,162	1.6884198	2.8507615	4.9132922
50	36.2	1,310	474	1.5587086	2.4295724	3.7367953
51	56.3	3,170	1,785	1.7505084	3.0642796	5.3640472
52	56.8	3,226	1,833	1.7543483	3.0777381	5.3994247
53	45.2	2,043	923	1.6551384	2.7394932	4.5342240
54	47.9	2,294	1,099	1.6803355	2.8235274	4.7444734
55	141	19,881	28,032	2.1492191	4.6191428	9.9275500
56	98.2	9,643	9,470	1.9921115	3.9685072	7.9057107
57	53.6	2,873	1,540	1.7291648	2.9900107	5.1702215
58	246	60,516	148,969	2.3909351	5.7165707	13.6679296
59	156	24,336	37,964	2.1931246	4.8097955	10.5434909
60	47.9	2,294	1,099	1.6803355	2.8235274	4.7444734
61	54.9	3,014	1,655	1.7395723	3.0261119	5.2641406
62	52	2,704	1,406	1.7160033	2.9446675	5.0530592
TOTALS	2,248.8	366,097	745,674	39.1426908	79.2153643	159.5131233

V.4 HIDROGRAMA UNITARIO.

Una vez determinados los diferentes métodos estadísticos para la determinación de gastos de diseño, nos evocaremos ahora al estudio de una teoría conocida como el Hidrograma Unitario (H.U.) el cual no es más que una gráfica unitaria de gasto contra tiempo producida por una lluvia efectiva o en exceso (escurrimiento superficial) de lamina unitaria (generalmente de 1 mm, aunque puede ser de 1 pulgada, 1cm, etc.) de lluvia efectiva generada, uniformemente sobre el área de la cuenca durante algún período de tiempo específica.

La definición anterior está basada fundamentalmente en la descripción de un hidrograma unitario "tradicional" es decir un de los más comúnmente utilizados.

El hidrograma unitario es un criterio más utilizado para el cálculo de avenidas máximas, y los hay de distintos tipos. Uno es el ya citado, Hidrograma Unitario Tradicional, pero también tenemos al hidrograma unitario para varias duraciones de lluvia "Curva S", el hidrograma unitario instantáneo y al Hidrograma Unitario Sintético.

A continuación solo se describirán los antecedentes, principios e hipótesis de la teoría del Hidrograma Unitario Tradicional, así como sus usos y restricciones.

- Aspectos Generales.

En 1932, Sherman propuso la teoría conocida como el hidrograma unitario (originalmente denominada gráfica unitaria) Sherman clasificó el escurrimiento sólo superficial y subterráneo pero en su tiempo no fue reconocido. Consecuentemente, él definió el H.U. sólo para el caso de escurrimiento superficial. H.U. puede ser utilizado para obtener el hidrograma de escurrimiento directo debido a cierta cantidad de lluvia efectiva (hpe).

Teoría del Hidrograma Unitario Principios e Hipótesis.

La definición anterior, y las siguientes suposiciones básicas constituyen la Teoría del Hidrograma Unitario.

Para lluvias en exceso y de una intensidad uniforme sobre una Área dada, Intensidades diferentes de la misma duración producen escurrimientos de la misma duración, aunque de volúmenes distintos. Siendo ésta una hipótesis empírica cercana a la realidad.

Si se suponen lluvias en exceso de intensidad uniforme, diferentes intensidades de la misma duración producirán hidrogramas (cuyas ordenadas serán proporcionales a dichas intensidades de lluvia o volúmenes escurridos, es decir, para intensidades (1 o n) las ordenadas de cualquier instante serán (1 o nq) respectivamente. Debe notarse que cada hidrograma unitario está asociado a una duración "d" ver fig. 5.10.

A continuación se describen algunas hipótesis en las que se basa la teoría del H. U.:

- a) La precipitación efectiva está distribuida uniformemente en la duración o período de tiempo específico.
- b) La precipitación está distribuida uniformemente en toda el área de la cuenca.
- c) La base o tiempo de duración del hidrograma de escurrimiento directo, debido a una lluvia efectiva de duración unitaria, es constante.
- d) Las ordenadas del hidrograma de escurrimiento directo, de un tiempo base común, son directamente proporcionales a la cantidad total de escurrimiento directo representado por cada hidrograma.
- e) En una cuenca dada, el hidrograma de escurrimiento debido a un período de lluvia determinado, refleja las características físicas de la cuenca que normalmente se relacionan con el área de la misma. Es decir, el área bajo el hidrograma unitario representa un volumen, que es igual al área de la cuenca multiplicando por la altura de lluvia uniforme.

Bajo condiciones naturales de lluvia y drenaje de la cuenca, las suposiciones anteriores no pueden ser satisfactorias perfectamente. No obstante, cuando los datos hidrológicos son utilizados para el análisis del H. U. deben ser seleccionados cuidadosamente. Finalmente los resultados obtenidos por la teoría del H. U. han sido aceptados en la práctica de la hidrología. Aunque los métodos del H. U. fueron divididos para drenajes de cuencas grandes, "Brater" más tarde observó que también es aplicable a drenaje de cuencas pequeñas, variando su tamaño de 16.188m² a 26Km².

Existen casos excepcionales en los cuales no se apoyan el sudo del H. U., por ejemplo para pequeños drenajes, en tal caso, una o más de las suposiciones anteriores no han sido satisfactorias, por razones más o menos similares. Sherman rechazó la aplicación del H. U. a escurrimientos originados por nieve o granizo y a la condición de duración de la lluvia efectiva similar al tiempo de concentración de la cuenca.

Considerando la hipótesis "a" La tormenta seleccionada por analizar el H.U. debe ser de corta duración, dispuesta a producir una lluvia de intensidad efectiva definiendo un punto poco del hidrograma y de tiempo base corto. La suposición "a" es aplicable cuando se utiliza la teoría del Hidrograma Unitario Instantáneo, el cual cae fuera del alcance de este tema.

Considerando la suposición "b", el H.U. es inaplicable cuando el Área es muy grande ya que en este caso es difícil que se tenga una distribución de lluvia uniforme, en tal situación, al no ser que la lluvia seleccionada cubra el total de la cuenca, está deberá ser dividida en pequeñas subcuencas, y en cada una de ellas, se realizarán el análisis de la tormenta, cubriendo así toda el Área de proyecto.

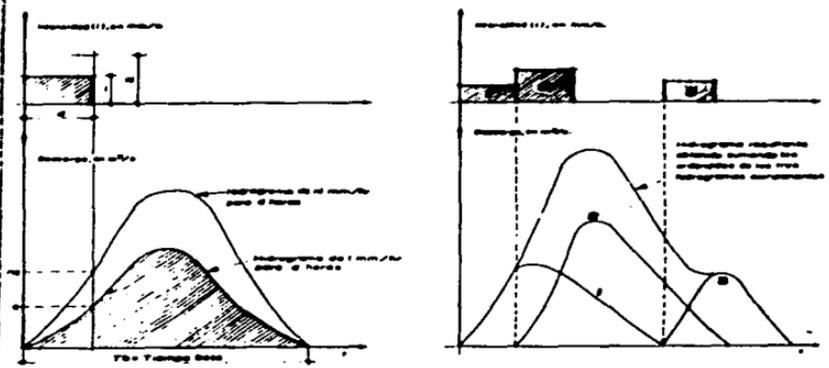


Fig. 5.10 Principio de proporcionalidad y superposición del hidrograma unitario

Tomando en cuenta la hipótesis "c", la base del hidrograma de escurrimiento directo es desconocido, pero depende del método de separación del flujo base. El escurrimiento base no es significativo si el escurrimiento directo está formado substancialmente por escurrimiento superficial. Es grande el escurrimiento directo también incluye escurrimiento subsuperficial. Teóricamente hablando la curva de recesión del hidrograma decrece exponencialmente con el tiempo y debe tener un tiempo base infinito.

De la hipótesis "d", el concepto involucrado es conocido como el principio de linealidad, de superposición o principio de proporcionalidad. También las ordenadas del hidrograma del escurrimiento directo son mutuamente proporcionales, así, pueden ser superpuestas numéricamente en proporción al total de la cantidad del escurrimiento directo. La teoría convencional del H. U. basado en estas suposiciones directas es conocida específicamente como la teoría lineal del H. U.

Analizando la hipótesis "e", el hidrograma de escurrimiento directo del drenaje de una cuenca, debido a la lluvia efectiva, puede ocurrir invariablemente, este es conocido como el principio de tiempo invariable, es de saberse que las características de la cuenca cambian con el tiempo, el hombre hace ajustes en la cuenca, y modifica las condiciones de flujo, etc. aparentemente, este principio es válido sólo cuando el tiempo y las condiciones de drenaje de la cuenca, son fijas o especificadas.

La linealidad y la invarianza del tiempo, son dos principios fundamentales de la teoría del H. U.

El Hidrograma Unitario.

Se define como el hidrograma de escurrimiento directo que se produce por una lluvia efectiva en exceso de lámina unitaria (la unidad más utilizada frecuentemente es el milímetro) de duración (de) y distribución uniforme en toda el área de la cuenca. Es necesario conocer el hidrograma de escurrimiento total y el hidrograma de la tormenta que lo ha producido Fig. 5.11

Conocidos estos se llevará a cabo la separación de los gastos base y directo utilizando cualquier método expuesto en el capítulo IV. Así se conocerá en primer lugar, el volumen de escurrimiento, directo (V_{ED}) y, en segundo el tiempo base (T_b), el primer de estos podrá calcularse empleando la expresión (5.62).

$$V_{ED} = At \sum_{i=1}^N Q_i \dots \dots \dots (5.62)$$

Donde

- V_{ED} = Volumen de escurrimiento directo, en m^3
- At = Intervalo de tiempo, en seg
- Q_i = Gasto de escurrimiento directo del i-ésimo intervalo de tiempo en $m^3/seg.$

Ya calculado el volumen de escurrimiento directo (V_{ED}), se puede determinar la altura de la lluvia efectiva, o lámina de escurrimiento directo dada por la fórmula (5.63)

$$hpe = L_e + 0.001 \frac{V_{ED}}{Ac} \quad (5.63)$$

Donde

$hpe = L_e =$ Lámina de escurrimiento directo, en mm
 $V_{ED} =$ Volumen de escurrimiento directo, en m^3
 $Ac =$ Área de la cuenca, en Km^2

Secuencia de cálculo para obtener el hidrograma unitario tradicional

- Se obtiene el hidrograma de precipitación de la cuenca.
- Del hidrograma se lleva a cabo la separación del escurrimiento base y directo (capítulo IV)
- Se calcula el volumen de escurrimiento directo (V_{ED}) utilizando la fórmula (5.62)
- Se obtiene la altura de la lámina de escurrimiento directo (L_e), fórmula (5.63)
- Se calculan las ordenadas del H. U., dividiendo efectiva (hpe), se obtiene con ello la duración de la lluvia en exceso (de) asociada al H. U. calculado en (e).
- Se calcula el hidrograma de precipitación efectiva (hpe), se obtiene con ello la duración de la lluvia en exceso (de) asociada al H. U. calculado en (e)

Para calcular la precipitación en exceso y determinar la duración efectiva, correspondiente se debe efectuar previamente el cálculo del coeficiente de infiltración media ϕ . Para ello se procede por tanteos y se debe de cumplir que:

$$hpe = \sum (hp - \phi) \quad (5.64)$$

Es decir, se debe satisfacer la igualdad entre el valor calculado en (d) y (f) respectivamente ver fig. (5.12).

Utilización de Hidrograma Unitario Tradicional.

Es de considerar que conocido el H. U. para una duración dada, el hidrograma que producirá una lluvia de cualquier magnitud; pero de la misma duración, puede calcularse multiplicando las ordenadas del H. U., por la magnitud

de la lluvia efectiva. Debe tomarse en cuenta que en secuencia de lluvias de la misma duración produce un hidrograma igual a la suma de la secuencia de hidrogramas que produciría cada una de las lluvias. Debe darse énfasis que todo hidrograma unitario está necesariamente ligado a una duración en exceso (de).

Restricción.

El método tradicional del H. U. posee varias limitaciones, de las cuales se describen 2 de las más comunes de ellas, y consideradas de mayor importancia:

1. La función de transformación usada el H. U. es para lluvias que son de la "misma" duración en exceso que se utilizó en la etapa de calibración de este.
2. No se toma en cuenta la variación de la intensidad de lluvia.

Por lo anterior y para superar estas y algunas otras limitaciones es conveniente introducirse a los métodos de la curva "S" y de H. U. Instantáneo, para lo cual se recomienda al lector a hacer consulta del libro "Fundamentos de hidrología superficial" del autor Francisco Javier Aparicio Mijares ó de la tesis titulada "El hidrograma unitario como un criterio para el cálculo de avenidas máximas" de su autor Alfredo Casiano Matias, Estado de México 1989.

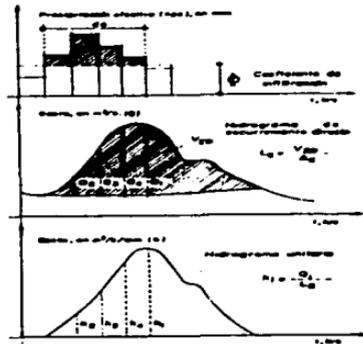
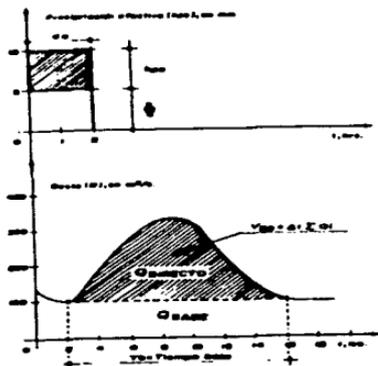
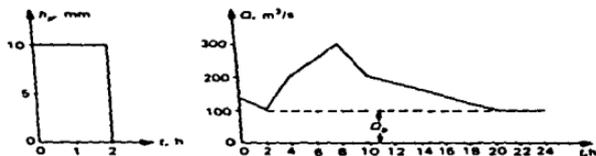


Fig. 5.11 El hidrograma unitario tradicional.

Fig. 5.12 Cálculo de H. U. tradicional.

Ejemplo de aplicación:

Supóngase que en una cierta cuenca con Área de 1000 Km² se conoce un hidrograma de escurrimiento total y el histograma de la Tormenta que lo produjo véase Fig. 5.13.



Duración en exceso = 2 horas

Gasto base = $Q_b = 100$

Solución:

$$V_e = \sum_{i=1}^n Q_i$$

Ordenando los gastos con respecto al intervalo de tiempo (sin olvidar que tenemos un gasto base = 100)

t	Q_i
2	0
4	100
6	150
8	200
10	100
12	80
14	60
16	40
18	20
20	0

$$V_e = 2 \cdot 3600 (100 + 150 + 200 + 100 + 80 + 60 + 40 + 20)$$

$$V_e = 5.4 \times 10^6 \text{ m}^3$$

$$1 \text{ hr} = 3600 \text{ seg.}$$

Una vez calculado el volumen de escurrimiento directo, se determina la altura de lluvia efectiva, que en este caso es de

$$h_{pe} = \frac{V_e}{Ac} = \frac{5.4 \times 10^6}{10000} \text{ m}$$

$$Ac = 10000 \text{ X m}^2$$

$$h_{pe} = 0.005 \text{ m} = 5 \text{ mm}$$

Ahora para obtener el hidrograma de escurrimiento directo, dividido cada una de las ordenadas del hidrograma directo entre la lámina de escurrimiento (5 mm) Fig. 5.14

Q	Q/5 mm
100	20
150	30
200	40
150	30
100	20
80	16
60	12
40	8
20	4



Fig. 5.14 Hidrograma unitario para $d=2h$

Ahora la tormenta de la figura 5.15a tiene una duración en exceso de 2hrs. y una altura de precipitación efectiva de $2 + 8 = 10 \text{ mm}$, el hidrograma de escurrimiento directo que se produciría con esta tormenta se obtiene multiplicando las ordenadas del hidrograma unitario de la fig. 5.14 por 10 mm (véase Fig. 5.15b).

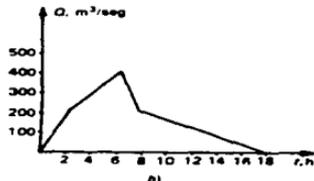
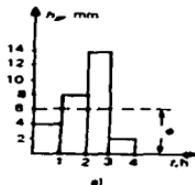


Figura 5.15

Con lo visto hasta este momento, es posible determinar hidrogramas de escurrimiento directo para tormentas con la misma duración en exceso que el de calibración (2 hrs. en el ejemplo anterior o algún múltiplo. Sin embargo, el hidrograma unitario de la fig. (5.14) no se puede usar, sin modificaciones, para tormentas con duración en exceso de por ejemplo 1 ó 3 horas o cualquier otra que no sea múltiplo de 2 hrs.

CAPÍTULO VI

DISEÑO HIDRÁULICO

VI DISEÑO HIDRÁULICO.

VI.1 CALCULO DE LA SOBREELEVACIÓN

La sobreelevación es un aspecto determinante en el cálculo de un proyecto para un puente, ya que esta nos determinará la posición y condición de la superestructura de dicho puente. Siendo así la sobreelevación en términos generales y sin tecnicismos, una elevación extra del nivel del agua con respecto al NAME (Nivel de Aguas Máximas Extraordinarias).

Lo anterior quedará mejor comprendido, si se observan la figuras 6.1, 6.2, y 6.3 al final del presente subcapítulo.

A continuación, se darán un par de ejemplos prácticos y directos, del cálculo de la sobreelevación, para los puentes "el culebron" y para "el río Sorpresas" aplicando la condición de choque.

PUENTE EL CULEBRON.

Cálculo de la sobreelevación provocada por el estrechamiento del cauce.

El remanso que produciría el puente se determinó mediante las expresiones que abajo se indican deducidas para los casos en que se presenta la condición de choque.

1.- Generalidades para la condición de flujo sin estrechamiento.

Elevación del NAME	21.50 m
Gasto de diseño	$Q = 3000 \text{ m}^3/\text{s}$
Área Hidráulica	$A = 3894.62 \text{ m}^2$
Velocidad media	$V = 0.77 \text{ m/s}$
Ancho del cauce	$B = 4320 \text{ m}$
Tirante medio dm : $A/B =$	$3894.62/4320 = 0.90 \text{ m}$
Longitud de obra	$L = 400 \text{ m}$

Además de los datos hidráulicos anteriores se tomaron tres secciones transversales, una para el eje de proyecto (B), otra inmediatamente aguas arriba del cuerpo de la carretera (A) y la tercera inmediatamente aguas abajo de la misma (C).

Número de Froude:

$$Fr = V / (g \cdot d_m)^{1/2} \quad \text{Donde } g = \text{aceleración de la gravedad } 9.81 \text{ m/s}^2$$

$$Fr = 0.77 / (9.81 \cdot 0.90)^{1/2} = 0.2590 \dots\dots\dots(6.1)$$

Fr < 2 Por lo tanto se trata de una corriente con flujo subcrítico.

2.- **Revisión de la condición de choque.**

La condición de choque se produce cuando el estrechamiento es tal, que la sección del cruce se convierte en una sección de control, en tal caso, bajo el puente se produce una condición de flujo crítico. De acuerdo a experiencias, se ha demostrado que esto sucede para valores menores de 0.5 de la relación de contracción definida por:

$$\sigma = b/B \quad \dots\dots\dots(6.2)$$

Donde

σ = Relación de contracción.

b = Ancho efectivo del cauce bajo el puente.

B = Ancho del cauce inmediatamente abajo del cruce.

La condición Límite se obtiene de la siguiente expresión:

$$\sigma = \left[\frac{(2 + 1/\sigma^4)(Fr)}{(1 + 2Fr^2)^2} \right] - \left[\frac{(2 + 1/\sigma^4) \cdot 0.2590}{(1 + 2 \cdot 0.2590^2)^2} \right] \dots\dots\dots(6.3)$$

Resolviendo tenemos que $\sigma = 0.3513$

De la ecuación (6.2) se obtiene la longitud mínima necesaria de la obra.

$$b_{\text{mín}} = 0.3513 \cdot 4320 = 1517.49 \text{ m.}$$

por lo tanto, si la longitud del puente es menor que 1517.49m, se produce la condición de choque.

Cálculo de la sobreelevación para la condición de choque.

Para la obra propuesta se tiene una longitud efectiva de:

$$L = 400 \text{ m.}$$

Suponiendo 12 pilas de 0.8m de ancho.

$$L = 400 - 12(0.8) = 390.4 \text{ m}$$

Por lo tanto el tirante pasa a la condición de flujo crítico en la sección B se determina como:

$$Y_B = (Q^2 / g)^{1/3} \dots\dots\dots(6.4)$$

- y el gasto unitario como $q_B = Q/L = 3000/390.4 = 7.68 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m} \dots\dots(6.5)$

- entonces $Y_B = (7.68^2/9.81)^{1/3} = 1.818 \text{ m}$.

y la velocidad

$$V_B = q_B / Y_B = 7.68 / 1.818 = 4.22 \text{ m/s} \dots\dots(6.6)$$

- La energía unitaria se calcula de acuerdo con la siguiente expresión

$$E_B = 3/2 (Y_B) = (3/2)(1.818) = 2.7284 \text{ m} \dots\dots(6.7)$$

- La pérdida de energía por estrechamiento se determina

$$E_A - E_B = \frac{C_1 \cdot V_B^2}{2g}$$

$$E_A = E_B + \frac{C_1 \cdot V_B^2}{2g} \dots\dots(6.8)$$

Donde el coeficiente de estrechamiento por apoyo será:

$C_1 = 0.35$ para estribos o pilas rectangulares.

$C_1 = 0.18$ para estribos o pilas redondeados.

Sustituyendo los valores en la ecuación (6.8), obtenemos la energía unitaria.

$$E_A = 2.7284 + \frac{0.35 \cdot 4.22^2}{2(9.81)} = 3.046 \text{ m}$$

por otro lado el gasto unitario en la sección A es:

$$q_A = Q/B$$

$$q_A = 3000/4320 = 0.694 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$$

El tirante en la sección a se obtiene a partir de la siguiente expresión:

$$E_A = Y_A + ((q_A^2)/(2g \cdot Y_A^3)) \dots\dots(6.10)$$

sustituyendo valores

$$E_A = Y_A + ((0.694^2)/(19.62 \cdot Y_A^3))$$

Despejando se tiene finalmente

$$E_A = 3.044 \text{ m}$$

$$Y_A = 3.047 \text{ m}$$

y

Por lo tanto la sobreelevación es:

$$\Delta y = Y_A - Y_C$$

$$\Delta y = 3.044 - 0.90 = \underline{2.144 \text{ m}}$$

El cálculo de la sobreelevación anterior, fue determinada mediante el procedimiento determinado "condición de choque".

A continuación se dará otro procedimiento para cálculo de sobreelevación aplicando una vez más, la condición de choque.

Cálculo de la sobreelevación provocada por el estrechamiento del cauce del río "Sorpresas" aplicando la condición de choque.

El remanso que produciría el puente se determinó mediante las expresiones que abajo se indican deducidas para los casos en que se presenta la condición de choque.

1.- Generalidades para la condición de flujo sin estrechamiento.

Elevación de NAME	144.87m
Gasto de diseño	Q = 2100 m ³ /s
Área Hidráulica	A = 1473.65 m ²
Velocidad media	V = 1.43m/s
Ancho del cauce	B = 460 m
Tirante medio dm :	A/B = 1473.65/460 = 3.20m
Longitud de obra	L = 84 m" "Longitud normal a la corriente.

Número de Froude:

$$Fr = V/(2 \cdot dm)^{1/2} = 1.43/(9.81 \cdot 3.20)^{1/2} = 0.2542 \dots\dots\dots(6.11)$$

Fr < 1 Por lo tanto se trata de una corriente con flujo subcrítico.

2. Revisión de la condición de choque.

La condición de choque se produce cuando el estrechamiento es tal, que la sección del cruce se convierte en una sección de control, en tal caso, bajo el puente se produce una condición de flujo crítico. De acuerdo a experiencias, se ha demostrado que esto sucede para valores menores de 0.5 de la relación de contracción definida por:

$$\sigma = b/B \dots\dots\dots(6.12)$$

Donde

$$\sigma = \frac{((2 + \sigma)^2 \cdot Fr^4) / (1 + 2 Fr^2)^2}{((2 + \sigma)^2 \cdot 0.2542) / (1 + 2 \cdot 0.2542^2)} \dots\dots\dots(6.13)$$

Resolviendo: $\sigma = 0.343$

De la ecuación (6.12) se obtiene la longitud límite

$$b_{lim} = 0.343 \cdot 460 = 158.0054 \text{ m.}$$

por lo tanto, si la longitud del puente es menor que 158.0054 m, se produce la condición de choque.

CÁLCULO DE LA SOBREELEVACIÓN PARA LA CONDICIÓN DE CHOQUE.

Para la obra propuesta se tiene una longitud efectiva de:

$$L = 84 \text{ m}$$

Suponiendo 3 pilar se 1.20 m de ancho

$$L = 84 - 3(1.2) = 80.40 \text{ m.}$$

En la sección b el tirante para la condición de flujo crítico se determina como

$$Y_b = (q_b^2/g)^{1/3} \dots\dots\dots(6.14)$$

y el gasto unitario como $q_b = Q/L = (2100/80.40) = 26.11 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m} \dots\dots\dots(6.15)$

Entonces

$$Y_b = (26.11^2/9.81)^{1/3} = 4.112 \text{ m.}$$

y la velocidad

$$V_b = q_b / Y_b = 26.11/4.112 = 6.3452 \text{ m/s.}$$

La energía unitaria se calcula de acuerdo a la siguiente expresión

$$E_A - E_b = \frac{C_1 \cdot V_b^3}{2g} \dots\dots\dots(6.18)$$

$$E_A - E_b = \frac{C_1 \cdot V_b^3}{2g}$$

Donde el coeficiente de estrechamiento por apoyo será:

$C_1 = 0.35$ para estribos o pilas rectangulares.

$C_1 = 0.18$ para estribos o pilas redondeados.

Sustituyendo los valores en la ecuación (6.18) obtenemos la energía unitaria en la sección.

$$E_A = 6.168 + \frac{0.35 \cdot 6.345^2}{2(9.81)} = 6.887 \text{ m}$$

por otro lado el gasto unitario en la sección A es

$$q_A = Q/B$$

$$q_A = 2100/460 = 4.565 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}.$$

El trámite en la sección A se obtiene a partir de la siguiente expresión:

$$E_A = Y_A + ((q_A^2)/(2g \cdot Y_A^3)) \dots\dots\dots(6.20)$$

Sustituyendo valores.

$$E_A = Y_A + ((4.565^2)/(19.62 \cdot Y_A^3)) = 6.882 \text{ m}$$

despejando se tiene finalmente

$$Y_A = 6.86 \text{ m}$$

Por lo tanto la sobreelevación es:

$$\Delta y = Y_A - Y_C \dots\dots\dots(6.21)$$

$$\Delta y = 6.86 - 3.20 = \underline{3.66 \text{ m.}} /$$

Una vez conocidos los datos del NAME, condiciones de flujo normal, el valor de la sobreelevación en el instante en que paso la avería por el sitio de cruce y el valor del remanso, se produce a determinar una nueva longitud de obra del puente (el es que se requiere), que considerará el paso de una avería de tal magnitud, permitiéndole su circulación libremente y procurando no se produzcan alteraciones de tipo hidráulico que pudieran ocasionar la falla de éste y por lo tanto la interrupción del tránsito vehicular de la zona.

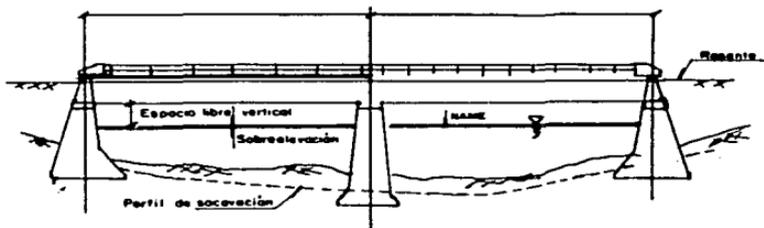


Fig. 6.1 Corte elevación por el eje de la carretera.

Corte elevación por el eje de la carretera.

Planta general, consiste en ubicar la planta, el ancho de banquetas, calzada y ancho total, además indicar parapeto el sentido del bombeo, salud así como indicar sentido de la corriente.

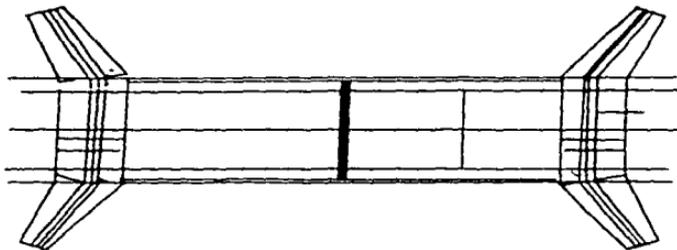


Fig. 6.2

Planta.

Sección transversal de la superestructura.

En forma general para indicar tipo de superestructura y parapeto así como sus acotaciones generales.

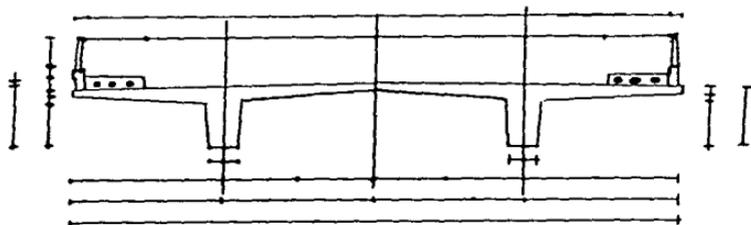


Fig. 6.3

VL 2 CÁLCULO DE LA SOCAVACIÓN.

SOCAVACIÓN EN PUENTES MÉTODOS Y APLICACIÓN.

●Aspecto hidráulico.

1.- Definición de "Socavación"

La socavación es el resultado de la erosión causada por el agua, excavando y transportando material de lecho y de los bancos de los cauces.

La socavación ocurre con diferentes intensidad dependiendo del tipo de material presente, materiales granulares sueltos son rápidamente erosionados por el flujo, mientras que los suelos cohesivos presentan una mayor resistencia a la socavación. Sin embargo la socavación máxima en suelos cohesivos puede ser tan profunda como en los cauces de lechos arenosos.

2.- La socavación es un problema de transporte de sedimentos.

3.- Continuidad de sedimentos y el volumen de control.

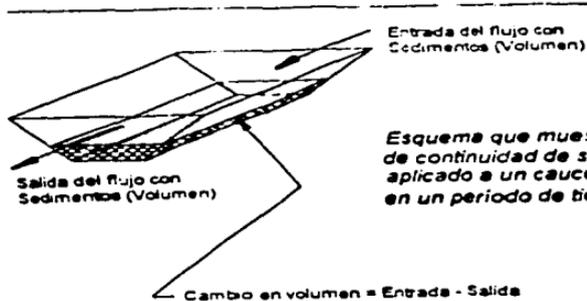
Cambio en la cantidad de sedimentos	=	depósitos sedimentados	-	sedimentos transportador
--	---	---------------------------	---	-----------------------------

4.- La socavación ocurre cuando la cantidad del material del lecho que puede ser transportada por el flujo, Q_s , en la zona de un puente alrededor de las pilas y los estribos, es más grande que la cantidad de material que está siendo transportado aguas arriba (abastecimiento de sedimentos).

Material que puede ser
transportado en la sección
del puente Q_s

>

Q_s que es transportado
por el flujo aguas arriba.



(Si es negativo, ocurre erosión,
Si es positivo, ocurre sedimentación)

Fig. 6.4

La socavación generalmente ocurre cuando se tiene una curva con pendiente positiva en el hidrograma y cerca del flujo pico. El agujero causado por la socavación se puede rellenar cuando los caudales disminuyen, lo que se determina por la curva descendente del hidrograma.

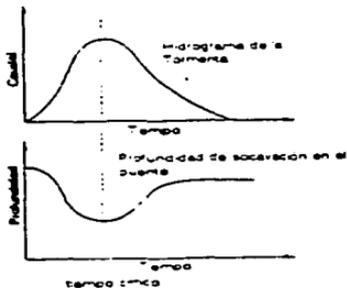


Fig. 6.5 Cambio temporal en la profundidad del agujero causado por socavación, durante una tormenta.

LA SOCAVACIÓN EN CAUCES NATURALES PUEDE CLASIFICARSE EN VARIOS TIPOS:

1.- Socavación General

Es la que ocurre en condiciones naturales de cauce, cuando al presentarse una creciente del río, aumenta la capacidad de la corriente de arrastrar material de fondo produciéndose una cierta profundidad de socavación a lo largo de todo el cauce. Durante el período de recesión de la corriente, el material de arrastre es depositado nuevamente, quedando el fondo del cauce con una elevación media aproximadamente igual a la existente antes de que ocurra este tipo de socavación.

2.- Socavación Transversal

Se produce en todas aquellas secciones en donde se reduce el ancho del río, ya sea por factores humanos o naturales. La acción erosiva disminuye a medida que se incrementa la profundidad, y se detiene cuando se cumple el principio de continuidad del líquido y se detiene cuando se cumple el principio de continuidad del líquido y del sedimento entre las secciones estrechadas y las que no lo son.

3.- Socavación Local

Ocurre cuando existe un obstáculo en la trayectoria del flujo, el cual induce la formación de vórtices que provocan la disminución de la elevación del fondo únicamente en la zona alrededor del obstáculo.

4.- Socavación en curvas.

Con la presencia de una curva de un cauce, la corriente ataca el lado exterior de la misma y se forma un flujo helicoidal que tiende a arrastrar el material del fondo hacia la parte interior de la curva. Normalmente las mayores profundidades se observan en la segunda mitad de aguas abajo de las curvas regulares. Sin embargo, como su posición depende de la dirección del flujo al entrar y recorrer la curva, en problemas prácticos se considera que pueden ocurrir en cualquier sección a lo largo de la curva.

5.- Socavación aguas abajo de obras de almacenamiento.

Cuando existe una obra de almacenamiento que libera volúmenes considerables de agua sin material sólido, la corriente liberada produce una socavación que no se recupera por no haber aportación de sólidos que se depositen. Esto es importante particularmente en puentes construidos aguas abajo de grandes embalses.

SOCAVACIÓN GENERAL.

En los cauces naturales, el paso de una corriente en una avenida produce la degradación del fondo, por el desplazamiento de las partículas que lo formaban, al

ser empujadas por el agua. Dicho fondo se recupera al disminuir la velocidad de la corriente y las partículas que en ese momento se tengan en ese lugar quedan en reposo.

En caso de que el fondo este constituido por suelos cohesivos, las avenidas producen una degradación lenta por el desplazamiento de partículas del suelo; con el tiempo se notará que el fondo se tiene más profundo.

El efecto de la socavación del fondo en los márgenes es la pérdida de estabilidad causada por la pérdida de suelos al pie de los taludes, por lo que la construcción de estructuras que eviten este efecto como son los estribos de puentes, permiten mantener estable el ancho del cauce, pero no impiden el proceso de socavación que se produce en el fondo del mismo.

MÉTODO DE LISCHTVAN-LEBEDIEV.

Para valorar la socavación general se dispone del método propuesto por Lischtván-Lebediev que se basa en la obtención de la condición de equilibrio entre la velocidad media del flujo y la velocidad media máxima necesaria para no erosionar el material del fondo. Dicha condición general de equilibrio se representa por:

$$V_r = V_e \dots\dots\dots(6.22)$$

Donde

V_r = Velocidad media real del flujo, en una franja o línea vertical, en m/s.

V_e = Velocidad media que necesita el flujo para empezar a erosionar un material dado en el fondo, en m/s.

La velocidad media del fondo disminuye a medida que se profundiza el fondo y aumenta el área hidráulica. El área aumenta por el incremento de la profundidad del cauce, pero no por erosiones laterales o ampliaciones del ancho, el cual se considera constante durante todo el paso de las avenidas; es decir, durante todo el proceso erosivo del fondo.

Por otra parte la velocidad media que necesita el flujo para garantizar el transporte de sedimentos sin erosión, depende del material de que esta formada la superficie del fondo en contacto con el agua.

Para calcular la socavación general se requiere de los datos siguientes:

- Sección transversal, indicando en ella la elevación que alcanzaría el agua al pasar el gasto del diseño. Normalmente es obtenida en época de aguas bajas o estiaje, cuando es más fácil hacer el levantamiento. Durante el cálculo, la sección se divide imaginariamente en franjas verticales. Las líneas verticales trazadas en el centro de esas franjas son las que se hace mención mas adelante.
- Gasto de diseño asociado a su período de retorno.

- Características físicas del material del fondo inicial y de los diferentes estratos del subsuelo que pueden llegar a ser descubiertos y erosionados durante el lapso de la avenidas seleccionadas. los más importantes son la densidad y granulometría de suelos no cohesivos y el peso específico seco de los materiales cohesivos.

VELOCIDAD MEDIA REAL DEL FLUJO.

La hipótesis consiste en suponer que el gasto unitario que pasa por cualquier franja de la sección permanece constante mientras dura el proceso de erosión.

Se obtiene así que para cualquier profundidad que se haya alcanzado, V_r , vale:

$$V_r = \frac{\alpha \cdot d_o^{5/3}}{d_s} \dots \dots \dots (6.23)$$

Donde

d_o - Profundidad inicial que existe en una determinada vertical de la sección ente el nivel del agua al pasar la avenida y el nivel del fondo obtenido durante el estiaje, en m.

d_s - Profundidad después de producirse la excavación del fondo. se mide desde el nivel del agua al pasar la avenida hasta el nivel de fondo erosionado, en m.

α - Coeficiente de rugosidad obtenido de considerar una rugosidad constante en cualquier punto de la sección obtenido con la expresión.

$$\alpha = \frac{Q_d}{d_m^{5/3} B_e \mu} \dots \dots \dots (6.24)$$

Q_d - Gastos de diseño o gasto máximo de la avenida para la cual se desea calcular la erosión, en m^3/s

d_m - Tirante medio de la sección; el cual se obtiene dividiendo el área hidráulica ente el ancho efectivo, en m.

$$d_m = \frac{A}{B_e} \dots \dots \dots (6.25)$$

B_e - Ancho efectivo en la sección, descontando todos los obstáculos, en m. Para encontrar B_e , se traza una línea perpendicular a las líneas de corriente. Sobre esa línea se proyectan todos los obstáculos y B_e es la suma de todos los espacios libres. Así se toma en cuenta el ensanchamiento de la corriente. Cuando no hay obstáculos dentro del cauce, B_e es igual al ancho del río.

El ancho efectivo se puede obtener con las siguientes expresión:

$$B_e = (B - \Sigma b) \cos \theta - (C + 1 - N) a \operatorname{Sen} \theta \dots\dots\dots(6.26)$$

Donde

- B - Claro total del puente, o de un tramo de él en estudio, en m.
- Σb - Suma de los anchos de las pilas dentro del tramo B, en m.
- C - Número de caras de las pilas o estribos dentro y en los límites de B.
- N - Número de pilas o estribos considerados al tomar en cuenta a c
- a - Largo de las pilas, en m.
- θ - Ángulo que forma la dirección del flujo con el eje longitudinal de las pilas, en grados.

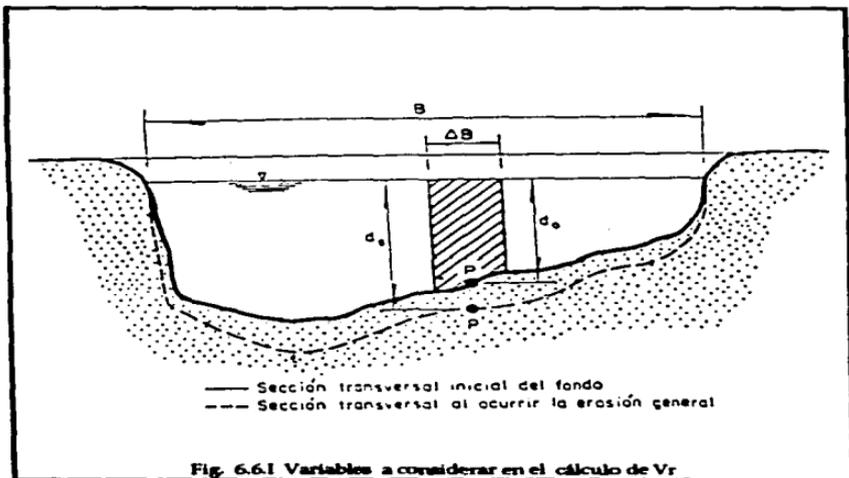


Fig. 6.6.I Variables a considerar en el cálculo de V_r

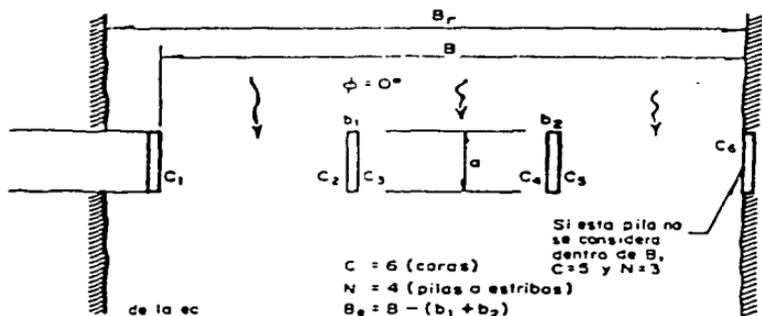
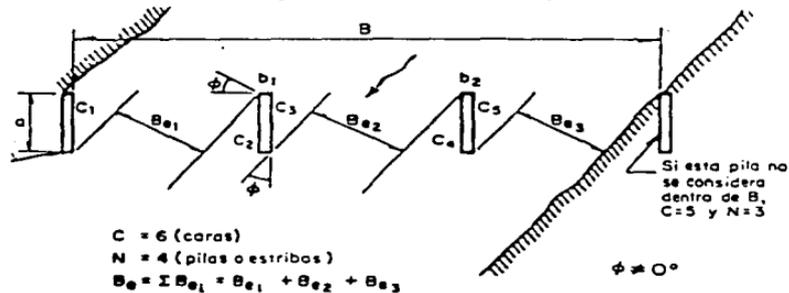


Fig. 6.6II Ancho efectivo B_e en puentes cuando las pilas están alineadas con flujo.



c

$$B_e = [B - (b_1 + b_2)] \cos \phi - (6 + 1 - 4) a \sin \phi$$

$$B_e = [B - (b_1 + b_2)] \cos \phi - 3 a \sin \phi$$

Figura 6.3 III Ancho efectivo B_e en puentes cuando las pilas están esviadas con respecto a la dirección del flujo

μ

Coefficiente que toma en cuenta las contracciones laterales del flujo que se produce en las curvas de los obstáculos que están dentro de la corriente, es función de la velocidad media del flujo y del claro entre pilas y se encuentran tabulados en la tabla siguientes.

Tabla 6.1 Coeficiente de contracción μ

Velocidad media en la sección en m/s	Longitud libre entre dos pilas (claro), en metros												
	10	13	16	18	21	25	30	42	52	63	106	124	200
Menor de 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
1.00	0.96	0.97	0.90	0.98	0.99	0.99	0.99	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
1.50	0.94	0.96	0.97	0.97	0.97	0.98	0.99	0.99	0.99	0.99	1.00	1.00	1.00
2.00	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99	0.99	1.00
2.50	0.90	0.93	0.94	0.95	0.96	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99	1.00
3.00	0.89	0.91	0.93	0.94	0.95	0.96	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99
3.50	0.87	0.90	0.92	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99
4.00 o mayor	0.85	0.89	0.91	0.92	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.98	0.99	0.99	0.99

Para obtener V_r se establece como condición que los gastos unitarios permanezcan constantes durante todo el proceso erosivo, es decir que el ancho de la sección no varíe y, por lo tanto, que las reducciones de la velocidad se deban únicamente al aumento del área por descenso del fondo.

VELOCIDAD MEDIA EROSIVA.

Para suelos cohesivos en cauces definidos con rugosidad uniforme. En esta teoría, la magnitud de la erosión en suelos limosos plásticos y arcillosos depende principalmente del peso volumétrico del suelo seco, en este caso el valor de la velocidad erosiva que es la velocidad media que se requiere para degradar el fondo, está dado por la expresión:

$$V_e = 0.60 \gamma_{s1.10} \beta H_s^0; \text{ en m/s} \dots\dots\dots(6.27)$$

* Exponente variable que tiene diferentes valores en cada una de las fórmulas.
 Para suelos cohesivos, su valor depende de D_{50} , en mm, y para suelos cohesivos depende del peso volumétrico seco $\gamma_{s1.10}$ en t/m^3 . Sus valores se indican en la siguiente tabla 6.3.

Donde

- γ_d = Peso volumétrico del material seco que se encuentra a la profundidad H_s en T/m^3 .
- H_s = Tirante considerado, a cuya profundidad se desea conocer el valor de V_e que se requiere para arrastrar y levantar el material, en m.
- β = Coeficiente que depende de la frecuencia con que se repite la avenida que se estudia y cuyo valor esta considerado en la siguiente tabla 6.2

Tabla 6.2

Probabilidad anual (en %) de que se presenta el gasto de diseño.	período de retorno en años.	Coefficiente β
100	1	0.77
50	2	0.82
20	5	0.86
10	10	0.90
5	20	0.94
2	50	0.97
1	100	1.00
0.2	500	1.05
0.1	1000	1.07

Tabla 6.3 Valores de x y $1/1+x$ para suelos cohesivos y no cohesivos

SUELOS COHESIVOS						SUELOS NO COHESIVOS					
γ_d t/m ³	x	$\frac{1}{1+x}$	γ_d t/m ³	x	$\frac{1}{1+x}$	d mm	x	$\frac{1}{1+x}$	d mm	x	$\frac{1}{1+x}$
0.80	0.52	0.66	1.20	0.39	0.72	0.05	0.43	0.70	40.00	0.30	0.77
0.83	0.51	0.66	1.20	0.38	0.72	0.15	0.42	0.70	60.00	0.29	0.78
0.86	0.50	0.67	1.28	0.37	0.73	0.50	0.41	0.71	90.00	0.28	0.78
0.88	0.49	0.67	1.34	0.36	0.74	1.00	0.40	0.71	140.00	0.27	0.79
0.90	0.48	0.67	1.40	0.35	0.74	1.50	0.39	0.72	190.00	0.26	0.79
0.93	0.47	0.68	1.46	0.34	0.75	2.50	0.38	0.72	250.00	0.25	0.80
0.96	0.46	0.68	1.52	0.33	0.75	4.00	0.37	0.73	310.00	0.24	0.81
0.98	0.45	0.69	1.58	0.32	0.76	6.00	0.36	0.74	370.00	0.23	0.81
1.00	0.44	0.69	1.64	0.31	0.76	8.00	0.35	0.74	450.00	0.22	0.83
1.04	0.43	0.70	1.71	0.30	0.77	10.00	0.34	0.75	570.00	0.21	0.83
1.08	0.42	0.70	1.80	0.29	0.78	15.00	0.33	0.75	750.00	0.20	0.83
1.12	0.41	0.71	1.89	0.28	0.78	20.00	0.32	0.76	1000.00	0.19	0.84
1.16	0.40	0.71	2.00	0.27	0.79	25.00	0.31	0.76			

D_m = diámetro medio (en mm) de los granos del fondo obtenido según la expresión.

$$D_m = 0.01 \sum di Pi \dots\dots\dots (6.29)$$

Donde

d_i = Diámetro medio, en mm, de una fracción en la curva granulométrica de la muestra total que se analiza.

P_i = Peso como porcentaje de esa misma de esa porción comparada respecto al peso total de la muestra.

CÁLCULO DE LA SOCAVACIÓN PARA SUELOS HOMOGÉNEOS.

Conocido el tipo de suelo que existe en el sitio y suponiendo que la rugosidad es constante en toda la sección, la profundidad hasta la que llegará la socavación se obtiene al igualar los valores de V_e y V_r .

Para suelos granulares:

$$d_s = \left[\frac{\alpha \cdot d_{0.5/3}}{0.68 D_m \beta} \right]^{\frac{1}{(1-n)}} \dots\dots\dots(6.30)$$

Para suelos cohesivos:

$$d_s = \left[\frac{\alpha \cdot d_{0.5/3}}{0.60 \gamma_d \beta} \right]^{\frac{1}{(1-n)}} \dots\dots\dots(6.31)$$

CÁLCULO DE LA SOCAVACIÓN PARA SUELOS HETEROGÉNEOS.

Cuando la distribución de los materiales en el subsuelo es heterogénea, es posible encontrar la profundidad de la erosión de cada vertical, mediante un método por tanteo.

Si se cuenta con la distribución estratigráfica de los materiales bajo una vertical, se escoge el manto superior y, de acuerdo con la naturaleza del material, se aplica una de las dos fórmulas vistas antes para suelos granulares o cohesivos. Si la profundidad d_s obtenida, queda abajo del límite inferior del manto, se escoge el segundo estrato y se repite el tanteo anterior con la fórmula correspondiente al tipo de suelo de ese segundo estrato.

En el primer tanteo en que la profundidad d_s calculada este dentro de estrato en estudio, se habrá obtenido la d_s buscada.

CÁLCULO DE LA SOCAVACIÓN CUANDO LA RUGOSIDAD NO ES UNIFORME EN LA SECCIÓN.

Cuando existen dos o más zonas con diferente rugosidad, a lo ancho de la misma sección el procedimiento de cálculo es semejante, con la única diferencia de que hay que trabajar en forma aislada, con cada zona y que para que cada una hay que calcular el α_i correspondiente.

$$\alpha_y = \frac{Q_{di}}{d_{ms}/\beta \mu y} \dots \dots \dots (6.32)$$

SOCAVACIÓN GENERAL

MÉTODO DE LISHTVAN-LEBEDIEV CON RECOMENDACIONES DEL ING. I. A. MAZA ALVAREZ.

El cálculo es similar al anterior, con las variantes siguientes:

Para evaluar el coeficiente de rugosidad X , el factor μ se obtiene con la siguiente fórmula, teniendo en cuenta los datos proporcionados por Lishtvan-lebediev.

$$\mu = 1 - \frac{0.387 V}{L} \dots \dots \dots (6.33)$$

Cuando no hay obstáculos $\mu = 1$

V = Velocidad media del agua en la sección, m/s, dada por la relación

$$V = \frac{Q_d}{A} \dots \dots \dots (6.34)$$

L = Claro entre dos pilas u obstáculos, en m.

Puesto que la ecuación para obtener μ no es dimensionalmente correcta, deben respetarse las unidades indicadas.

La velocidad media erosiva V_e , necesaria para erosionar el material del fondo se obtiene de las expresiones que a continuación se indican, ellas han sido obtenidas por maza, siguiendo lo establecido por Lishtvan-Lebediev, para evitar al máximo es uso de tablas.

Para suelos no cohesivos, V_e se obtiene con una de las siguientes ecuaciones según sea el diámetro de la partícula.

Si $0.00005 \text{ m} \leq D_{60} \leq 0.0028 \text{ m}$, es decir para arenas se utiliza:

$$Ve = 4.7 \beta \frac{D_{60}^{0.28}}{d_{60}^{0.322}} \dots\dots\dots(6.35)$$

Si $0.0028 \leq D_{60} \leq 0.182$, se usa

$$Ve = 4.7 \beta \frac{D_{60}^{0.28}}{d_{60}^{0.092}} \dots\dots\dots(6.36)$$

Si $0.182 \text{ m} \leq D_{60} \leq 1.0 \text{ m}$, se utiliza

$$Ve = 4.7 \beta \frac{D_{60}^{0.38}}{d_{60}^{0.187}} \dots\dots\dots(6.37)$$

Los exponentes de las propuestas por maza y los de Lischvan-Lebediev no difieren en más de 1.5%, por lo que el error máximo alcanzado en V_e es menor de 0.55% para tirante menores de 12mts.

Para suelos cohesionados, V_e , vale:

$$Ve = 0.000173 \beta \frac{\gamma_d^{1.18}}{d_{60}^{0.725}} \dots\dots\dots(6.38)$$

D_{60} = Es el diámetro de la muestra de sedimento en que 84% en peso es menor que ese tamaño, en m. Se sugiere utilizar este diámetro y no es diámetro medio debido al acorazamiento que tiene lugar en el fondo, sobre todo si el material tiene granulometría extendida o está bien graduado, el D_{60} corresponde aproximadamente al diámetro medio de la coraza para distribuciones log-normal o normal de los tamaños de la partículas.

γ_d = Es el peso específico seco y es igual al peso seco de la muestra entre su volumen inicial en T/m^3 .

β = Es un coeficiente que toma en cuenta el período de retorno T , del gasto de diseño en años. Para obtener su valor se propone la expresión

$$\beta = 0.8416 + 0.03342 \text{ Ln}T \dots\dots\dots(6.39)$$

La cual es válida para períodos de retorno comprendidos entre 15 y 15000 años β no tiene unidades.

CÁLCULO DE LA SOCAVACIÓN PARA SUELOS HOMOGÉNEOS.

Conocido el material del fondo en la sección o tramo en estudio y aceptando que la rugosidad es constante en todo el ancho de la sección, la profundidad de la socavación se obtiene a partir de igualar la velocidad media del flujo de la velocidad media máxima necesaria para no erosionar el material del fondo, llegando a las siguientes expresiones.

Para suelos granulares no cohesivos.

De las ecuaciones 6.2 y 6.14, se obtiene.

$$d_s = \left[\frac{v_* - d_{0.6}/3}{4.7 \beta D_{84}} \right] \frac{D_{84}}{0.322 + D_{84}} \quad \dots\dots\dots(6.40)$$

Valida si $0.00005 \text{ m} \leq D_{84} \leq 0.182 \text{ m}$.

De las ecuaciones 6.2 y 6.16, se tiene:

$$d_s = \left[\frac{v_* - d_{0.6}/3}{4.7 \beta D_{84}} \right] \frac{D_{84}}{0.229 + D_{84}} \quad \dots\dots\dots(6.41)$$

Valida si $0.0028 \leq D_{84} \leq 0.182 \text{ m}$

De las ecuaciones 6.2 y 6.16, se obtiene

$$d_s = \left[\frac{v_* - d_{0.6}/3}{4.7 \beta D_{84}} \right] \frac{D_{84}}{0.191 + D_{84}} \quad \dots\dots\dots(6.42)$$

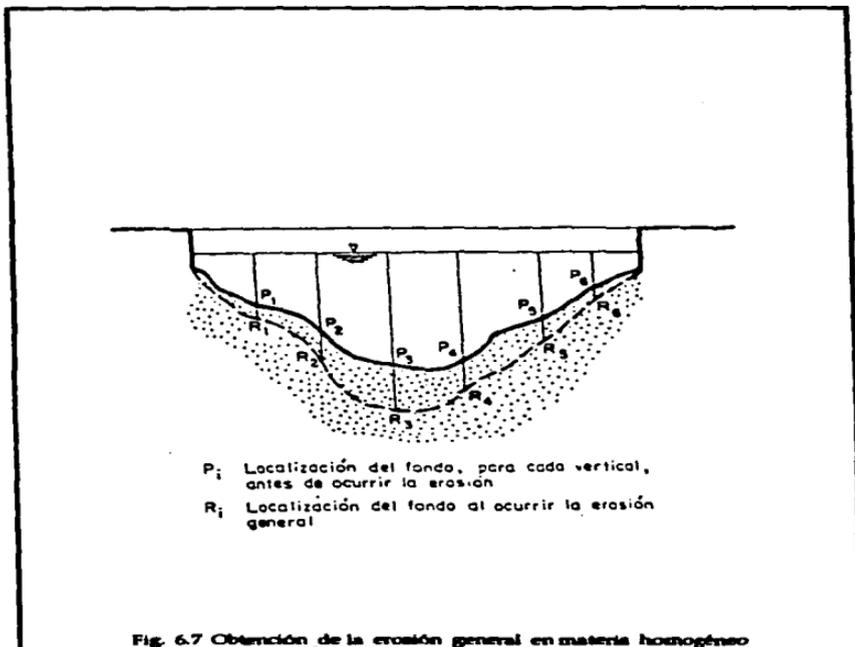
Valida si $0.182 \leq D_{84} \leq 1.0 \text{ m}$

Para suelos cohesivos:

De las ecuaciones 6.23 y 6.38, se obtiene:

$$d_s = \left[\frac{5780 v_* - d_{0.5}/3}{\beta \gamma 1.18} \right] \frac{Y_d}{66.28 \beta d} \quad \dots\dots\dots(6.43)$$

Las ecuaciones anteriores deben aplicarse a varias líneas verticales de la sección del cruce, como se muestra en la siguiente figura.



La profundidad en cada una de ellas es una función de la profundidad inicial de. Al unir todas las profundidades de se tiene el perfil de la sección teórica erosionada.

CÁLCULO DE LA EROSIÓN GENERAL CUANDO LA RUCOSIDAD NO ES UNIFORME EN LA SECCIÓN.

Cuando a lo ancho de la sección existen zonas con diferente rugosidad, como puede ocurrir entre el cauce principal y el de las avenidas o en zonas con diferente vegetación, el procedimiento del cálculo es similar al indicado anteriormente. La diferencia estriba en que los cálculos se hacen por separado para cada una de las zonas con igual rugosidad, porque para cada una de ellas hay que obtener el coeficiente α_i en función del gasto Q_i que pasa por ellas.

Una forma de obtener el gasto Q_{di} que pasa por cada zona con rugosidad similar consiste en utilizar la siguiente expresión:

$$Q_{di} = \frac{d_{mi} Z}{\sum_{i=1}^n \left[\frac{A_i d_{mi}}{\eta_i} \right]} \alpha_i$$

Donde

A_i = Área hidráulica de cada zona de la sección transversal total con igual rugosidad, en m^2 . Queda definida entre la superficie del agua y el fondo original de la sección transversal.

d_{mi} = Tirante medio en cada zona, en m.

η_i = Coeficiente de rugosidad de manning pero cada zona.

Q_d = Gasto de diseño o total en el río, m^3/s .

Se debe cumplir además que el área total de la sección completa y el gasto que pasa por ellas sean iguales a ΣA_i y ΣQ_{di} , respectivamente. Lo aquí señalado también se aplica a una sección compuesta aun con rugosidad uniforme como pudiera ser la formada por un cauce principal o de estiaje y dos de avenidas delimitadas por bordos, uno a cada lado del cauce principal. En este último caso la principal variable sería d_{mi} , y no la rugosidad.

SOCAVACIÓN LOCAL EN PILAS.

Como ya se menciona, la socavación local ocurre debido a la presencia de algún obstáculo al flujo, y provoca una disminución de la elevación del fondo únicamente en la zona alrededor del obstáculo.

La rapidez de la socavación local puede expresarse como la diferencia entre la capacidad del flujo de extraer el material que se encuentra en la hoja de socavación y la aportación de sedimentos a ésta. Así,

$$q_s = q_{s1} - q_{s2} \dots \dots \dots (6.44)$$

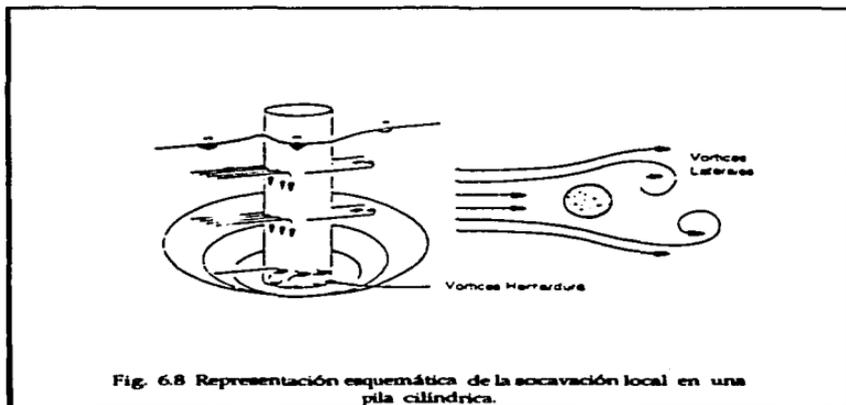
Donde

- q_s = Rápidez de la socavación, en volumen por unidad de tiempo.
 q_{s1} = Capacidad de flujo de extraer material de la hoya de socavación, en volumen por unidad de tiempo.
 q_{s2} = Aportación de sedimentos por el flujo a la hoya de socavación, en volumen por unidad de tiempo.

De acuerdo con la ecuación anterior, puede considerarse los siguientes casos.

- Socavación nula, que ocurre cuando $q_{s1} = q_{s2}$. En este caso la socavación es fluctuante ya que ocurre erosión momentáneamente, para recuperarse en seguida con la aportación q_{s2} .
- Socavación en aguas claras, es decir, sin arrastre de sedimentos. En este caso $q_{s2} = 0$, por lo que la ecuación 6.44 convierte en $q_s = q_{s1}$, y la socavación es máxima.
- Socavación con movimiento continuo de sedimentos, en que $q_{s1} > q_{s2} > 0$

La presencia de la pila, como obstáculo al flujo provoca la reflexión de la líneas de corriente, turbulencia y la formación de vórtices a su alrededor, los cuales son los responsables de la socavación local según muchos investigadores.



MÉTODO DE YAROSLAVTZIEV.

Según maza, la expresión que propone Yaroslavtziev esta basada en observaciones directas de varios puentes de la ex Unión Soviética. Este investigador distingue dos casos, uno cuando el fondo del cauce está formado por materiales no cohesivos y otro cuando está formado por materiales cohesivos.

MÉTODO PARA SUELOS GRANULARES SIN COHESIÓN.

La expresión es

$$S_o = K_f K_v (e + K_H) \frac{V^2}{g} - 30 D \dots\dots\dots(6.45)$$

Donde

- S_o - Profundidad de socavación, en m.
- K_f - Coeficiente que depende de la forma de la nariz de la pila y del ángulo de incidencia entre la corriente y el eje de la misma y se encuentra en la figura 6.9.
- K_v - Coeficiente definido por la expresión:

$$\text{Log } K_v = -0.28 \sqrt{V^2/g b^3} \dots\dots\dots(6.46)$$

“ y puede encontrarse en la figura 6.10 ”

V - velocidad media de la corriente aguas arriba de la pila, después de producirse la erosión general, en m/s.

$$V = \frac{H_o^{5/3}}{H_a} \dots\dots\dots(6.47)$$

g - Aceleración de un plano perpendicular a la corriente de la sección de la pila. Cuando el ángulo de incidencia vale 0° b₁ es igual al ancho b de la pila.

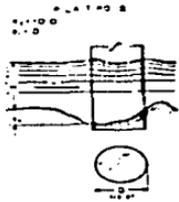
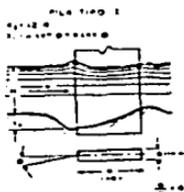
e - Coeficiente de corrección, cuyo valor depende del sitio en donde están colocadas las pilas; vale 0.6 si se encuentran en el cauce principal y 1.0 para las construidas en el cauce de avenidas.

K_H - Coeficiente que depende del tirante del flujo de llegada y del ancho de la pila, esta definida por la siguiente expresión:

$$\text{Log } K_H = 0.17 - 0.38 H / b_1 \dots\dots\dots(6.48)$$

“ y puede encontrarse además con ayuda de la figura 6.10 ”

METODO DE DANILAVTSEV
 EXPRESION GENERAL: $\sum_{i=1}^n \frac{1}{k_i} \sin \frac{i\pi x}{l}$ - 10 Pgs



PILA TIPO IV
 COEFICIENTE $\alpha = 0$

$\frac{D}{l}$	$\frac{1}{k_1}$	$\frac{1}{k_2}$	$\frac{1}{k_3}$	$\frac{1}{k_4}$
0.05	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
0.10	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
0.15	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
0.20	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
0.25	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
0.30	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
0.35	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
0.40	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
0.45	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
0.50	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000

COEFICIENTE $\alpha = 0$



PILA TIPO V
 COEFICIENTE $\alpha = 0$

$\frac{D}{l}$	$\frac{1}{k_1}$	$\frac{1}{k_2}$	$\frac{1}{k_3}$	$\frac{1}{k_4}$
0.05	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
0.10	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
0.15	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
0.20	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
0.25	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
0.30	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
0.35	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
0.40	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
0.45	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
0.50	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000

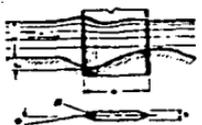
COEFICIENTE $\alpha = 0$



PILA TIPO VI
 COEFICIENTE $\alpha = 0$

$\frac{D}{l}$	$\frac{1}{k_1}$	$\frac{1}{k_2}$	$\frac{1}{k_3}$	$\frac{1}{k_4}$
0.05	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
0.10	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
0.15	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
0.20	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
0.25	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
0.30	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
0.35	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
0.40	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
0.45	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
0.50	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000

COEFICIENTE $\alpha = 0$



PILA TIPO VII
 COEFICIENTE $\alpha = 0$

$\frac{D}{l}$	$\frac{1}{k_1}$	$\frac{1}{k_2}$	$\frac{1}{k_3}$	$\frac{1}{k_4}$
0.05	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
0.10	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
0.15	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
0.20	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
0.25	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
0.30	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
0.35	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
0.40	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
0.45	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
0.50	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000

COEFICIENTE $\alpha = 0$

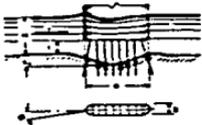


Fig. 6.9 Valores de k_f y b_i

- H = Tirante de la corriente frente a la pila. este valor es el obtenido al presentarse la socavación general (ds)
- D = Diámetro en m. de las partículas más gruesas que forman el fondo y esta representado aproximadamente por el D_{84} de la curva granulométrica.

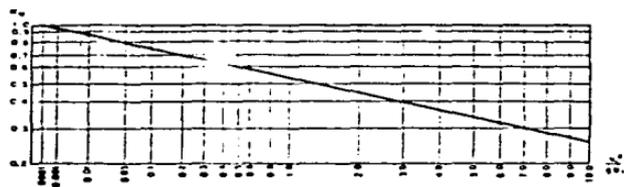
Esta es porque al formarse el embudo producido por la erosión se realiza una selección de los materiales y quedan únicamente los más grandes.

En el caso de que la distribución del material no sea uniforme en las capas más profundas, al conocer las curvas granulométricas de los estratos a los cuales se supone puede llegar la erosión, se tomará como diámetro representativo al D_{84} mayor de todos ellos. Cuando el material del fondo tiene un diámetro menor de 0.5 m. Yaroslavtziev recomienda no considerar el segundo término de la fórmula (30 D) Si un estrato con boleos sobreyace a uno de arena fina, por ejemplo, y la profundidad de socavación llega a esta última, al calcular el D_{84} de ella, deberá tomarse en cuenta que el baleo no arrastrado se mezcla con la arena produciendo un nuevo material.

El valor del ángulo de incidencia θ entre la corriente y las pilas, es tomado en cuenta en el valor de la b tal como se puede observar en la figura 6.9 el cual a su vez interviene en la valuación de K_v y K_h . Además θ afecta directamente el valor del coeficiente K , como se observa en la misma figura, excepto en las pilas rectangulares y circulares.

Yaroslavtziev hace hincapié en que, en vista de que el ensujamiento de la corriente influye considerablemente en la erosión, puede resultar que para un caudal de agua menor, pero que incida con el ángulo θ máximo, la erosión local llegue a ser mayor que para las condiciones de gastos máximo con el ángulo θ menor.

Yaroslavtziev advierte además que su fórmula puede conducir a errores en los casos en que la relación H/b sea menor que 2 y la pila este inclinada respecto a la corriente y añade también que los valores con ellas obtenidos en esas condiciones son menores que los que realmente se presentan. Previene asimismo, sobre la posibilidad de que ocurran depósitos frente a las pilas o erosiones negativas, en el caso de que las velocidades sean muy bajas.



G. A-III.B. Gráfica para el cálculo de K_h (método de Yaroslavtziev)

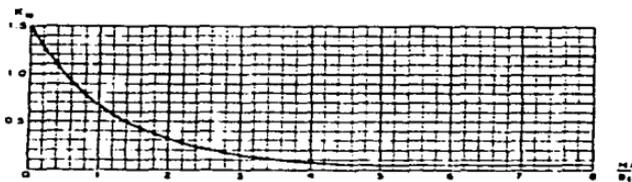


Fig. 6.10 Valores de los coeficientes K_h K_v (Método de Yaroslavtziev)

MÉTODO PARA SUELOS COHESIVOS.

La expresión utilizada es la misma que para suelos granulares y permite dar un resultado aproximado mediante la apreciación de la resistencia a la erosión del suelo cohesivo en comparación con la resistencia a la erosión del suelo granular. Este es tomado en cuenta en el segundo término ($3^{\circ} D$) de la expresión (6.45) en donde se considera un diámetro "D" equivalente para los suelos cohesivos tal y como se muestra en la tabla (6.4)

Tabla 6.4 Diámetro equivalentes a suelos granulares para suelos cohesivos.

Peso volumétrico del material seco en t/m ³	Dimensiones del diámetro equivalente en suelos granulares.		
	en cm.		
	Arcilla y suelos altamente plásticos	Suelos medianamente plásticos	Suelos de aluvión y arcilla margosas
< 1.2	1	0.5	0.5
1.2 - 1.6	4	2	2
1.6 - 2.0	8	8	3
2.0 - 2.5	10	10	6

Lo anterior se ha presentado con el fin de redondear más el tema; sin embargo, no será discutida su validez, no comparada con alguna otra, por desconocerse otro intento de evaluar la erosión para suelos cohesivos.

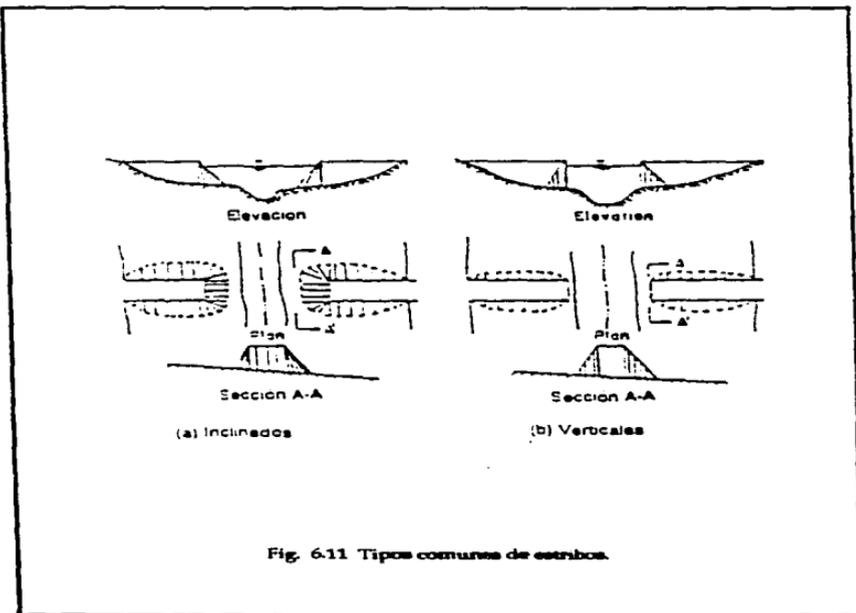
Cabe aclarar que el tiempo es otro factor importante y que debe ser tomado en cuenta, ya que la degradación del fondo en un suelo cohesivo tarda más que en un suelo con material suelto. Así, es probable que durante el tiempo que tarda la averda no se alcance la profundidad obtenida mediante el cálculo. Por este motivo conviene tomar como gasto de diseño al que se presenta durante una averda con un periodo de retorno más bajo.

Como puede observarse, para Yaroslavtziev la profundidad depende principalmente de la velocidad media y de su distribución, del tirante, de las características de la pila y de la granulometría del material de que esta formado el fondo; pero para él no existe un límite en la socavación.

SOCAVACIÓN AL PIE DEL ESTRIBO.

Esta erosión ocurre en el extremo, que está dentro de la corriente, de estructura unidas a la margen entre las que se pueden citar los espigones y estribos de los puentes. Por ser esta última estructura la que se considera de mayor importancia y una falla de la misma ocasiona daños mayores se hará referencia a ella en lo que sigue.

Este tipo de erosión ha sido estudiado también por varios autores, entre quienes puede citarse a Laursen, Sheri, Veiga Da Cunha, y ha sido más difícil de determinar y estudiar por la cantidad de parámetros que es necesario tener en cuenta y porque ellos varían notablemente de una estructura a otra. Tal es el caso de ancho total del estribo con respecto al primer claro del puente, el ángulo de ataque de la corriente, el gasto teórico interceptado por el estribo, sus taludes y la forma e inclinación de las esquinas cuando la cara del estribo es vertical. Téngase en mente que además influyen la velocidad y el tirante de la corriente y las propiedades del material del fondo.



Los estribos generalmente pueden ubicarse dentro del canal principal, ubicado al borde de este o encontrarse retirados del borde del canal principal. El flujo puede provenir de planicies de inundación o solo de canal principal. El que proviene de las planicies de inundación y que es encauzado para regresar al canal en la sección del puente, incrementa las profundidades de socavación, debido a que incrementa la fuerza de los vértices y el flujo que se encauzo es por lo general libre sedimentos.

Los estribos que se encuentran en el borde del canal principal o retirados de este, presentan menor problemas de socavación que los que se encuentran dentro del canal, debido a que el borde del canal puede tener árboles u otro tipo de vegetación que disminuye la velocidad del flujo y es resistente a la socavación ya que las velocidades y profundidades son menores.

MÉTODO DE K. F. ARTAMONOV.

Este método permite estimar la profundidad de socavación al pie de estribos y espigones. Esta erosión depende del gasto que teóricamente es interceptado por el espigón, relacionado con el gasto total que escurre por el río, del Talud que tiene los lados del estribo y del ángulo que es eje longitudinal de la obra forma con la corriente; el urante incrementado al pie de un estribo medido desde la superficie libre de la corriente, está dado por:

$$S_r = P_x P_q P_r H_o \dots\dots\dots(6.49)$$

Donde

- S_r = Profundidad de la corriente en el extremo de la estructura, medido entre la superficie del agua y el fondo erosionado, en m.
- H_o = Profundidad del flujo aguas arriba del estribo en una zona no afectada por la erosión del estribo, pero que tiene en cuenta la erosión general, transversal, en curvas o cualquier otra que afecte el fondo en forma independiente de la local o anteriormente tratada, en m.
- P_x = Coeficiente que depende del ángulo que forma el eje del espigón con la corriente, como se indica en la figura (6.12) su valor se puede obtener de la relación $P_x = 0.782 e^{0.0073 \alpha}$ o de la tabla 6.51.
- α = Ángulo medio aguas abajo del eje del puente y formado ente la prolongación de ese eje y la dirección del flujo, en grados, figuras (6.12).
- P_q = Coeficiente que depende de la relación Q_1 entre Q , donde Q_1 es el gasto teórico que podría pasar a través del área ocupada por estribo si este no existiera, y Q es el gasto total en el río, Figura (6.12). Su valor se obtiene de

$$Pq = 4.429 + 1.063 \ln \frac{Q_1}{Q} \dots\dots\dots(6.51)$$

o de la tabla 6.5II.

Px = Coeficiente que depende del Talud R , del extremo del estribo, se obtiene con ayuda de la expresión (6.52).

$$Px = 1.028 e^{-0.2R}$$

R = Distancia horizontal, en m, recorrida al subir verticalmente 1m. También se expresa como $R = \cot \theta$, en que θ es el ángulo que forma el Talud con la horizontal, tabla 6.5III.

Al sustituir las ecuaciones 6.50, 6.51 y 6.52 en la ecuación (6.49) se obtiene la relación.

$$Sr = 0.855 Ho \left[4.17 + \ln \frac{Q_1}{Q} \right] e^{(0.0025 - 0.0001) \dots\dots\dots(6.53)}$$

Que permite obtener la erosión en el extremo y al pie del talud de un estribo o espigón teniendo en cuenta el ángulo del talud, es ángulo que el eje longitudinal de la obra tiene con respecto al flujo y la interferencia que dicha obra ocasiona al flujo.

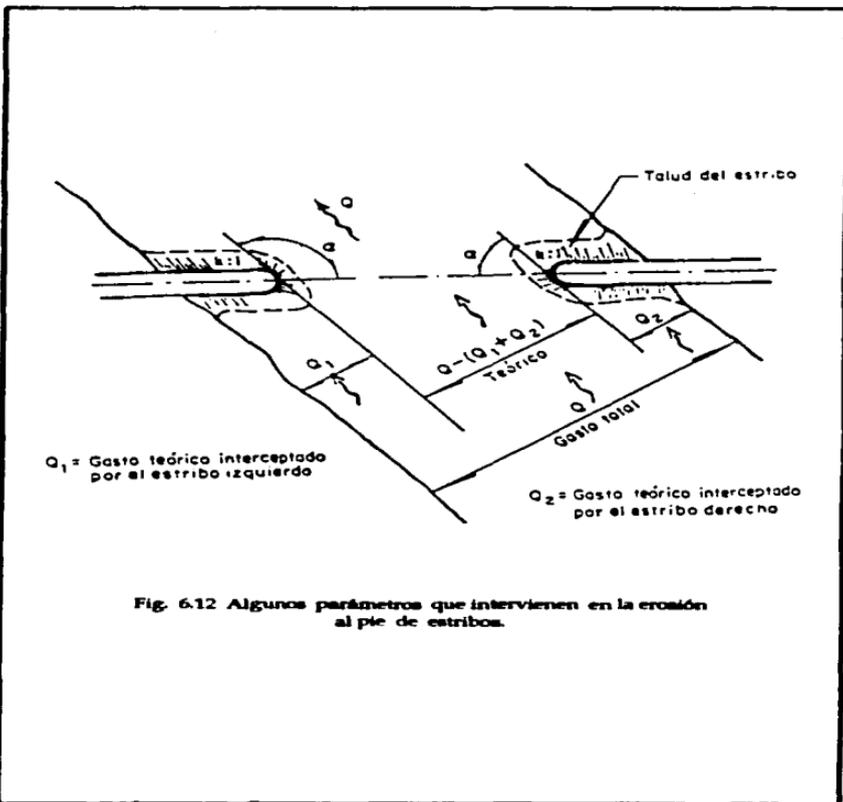


Fig. 6.12 Algunos parámetros que intervienen en la erosión al pie de estribos.

α	20°	60°	90°	120°	150°
P_{α}	0.84	0.94	1.00	1.07	1.188

Tabla 6.5I valores del coeficiente correctivo P_{α} en función del ángulo α

Q_1/Q	0.10	0.20	0.30	0.40	0.50	0.60	0.70	0.80
P_q	2.00	0.65	3.22	3.45	3.67	3.87	4.06	4.20

Tabla 6.5 II Valores del coeficiente P_q en función de Q_1/Q

Valor R	0	0.5	1.0	1.5	2.0	3.0
P_R	1.0	0.91	0.85	0.83	0.61	0.50

Tabla 6.5 III Valores del coeficiente correctivo P_R en función de R.

En el caso de que el cruce del puente se efectúe en forma recta ($\alpha = -90^\circ$) y el talud de estribo sea vertical, la expresión de Artamonov queda reducida a:

$$S_r = P_q H_o \dots\dots\dots(6.54)$$

Todo lo anterior se aplica en forma semejante en el caso de espigones. Únicamente es necesario añadir que en el caso de tener espigones construidos en ambas orillas y uno frente a otros, S_r se puede reducir a un 76% es decir:

$$S_r = 0.75 P_{qc} P_q P_r H_o \dots\dots\dots(6.55)$$

No se dispone de ningún criterio que permita valorar la erosión cuando el espigón está cubierto por el agua. Sin embargo como el que se ha expuesto de el valor máximo que se puede llegar a presentar. Conviene considerar en un caso de escasa a Q_1 como el gasto máximo que puede ser interceptado teóricamente por el espigón hasta la corona del mismo y si tomar en la fórmula el tirante H_o hasta la superficie.

Cuando el agua pasa por arriba del espigón es conveniente proteger todo el lado de agua abajo del mismo, porque es una zona que tiende a ser erosionada.

De investigaciones realizadas por los C. Ing. Abel Flores Ramírez y M^c del Carmen Rodríguez Flores sobre la socavación y su relación con los suelos (Reunión Conjunta AMIL, AMIVTAC, y SMMS, 1987), se establece una correlación sencilla de obtener peso específico seco-contenido de agua ($\gamma - W$), en suelos cohesivos, para ser aplicada en los cálculos de socavación.

Esta investigación agrupa resultados de ensayos de laboratorio en suelos, recopilados durante más de 20 años en el Laboratorio de Mecánica de suelos de la S.C.T. correspondiente a ríos, arroyos y zonas lacustres de diversos lugares de la República Mexicana, obteniendo las siguientes gráficas.

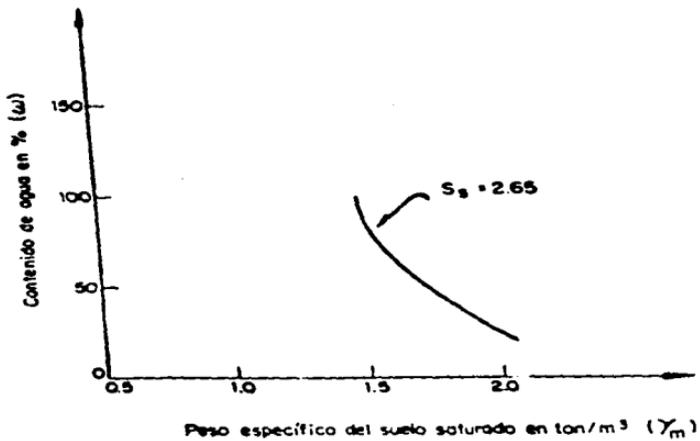


Fig. 6.13 Relaciones $\gamma_m - w$ para suelos cohesivos de depósitos fluviales.

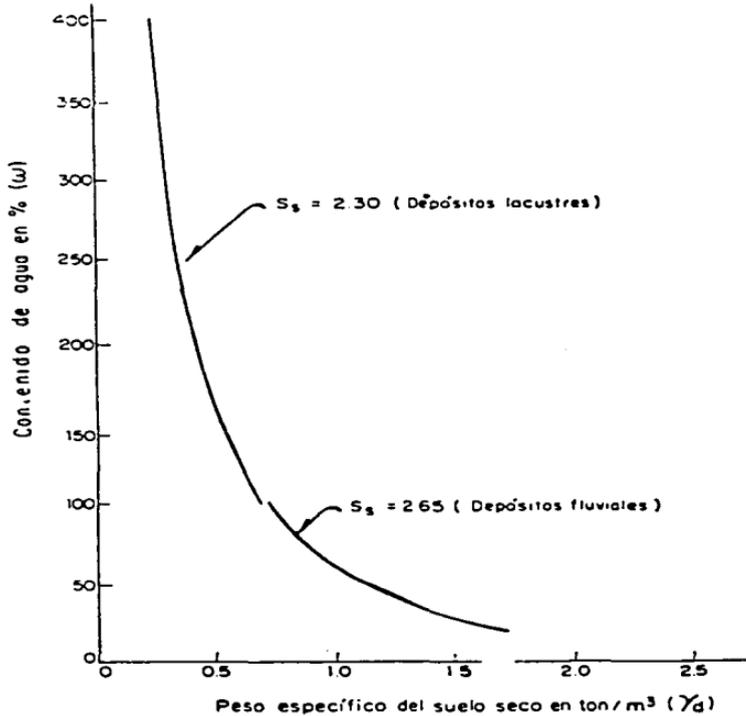


Fig. 6.14 Relaciones $\gamma_d - w$ para arcilla CH, Cl y limos MH

PUENTE SOBRE RIO ACAPONETA

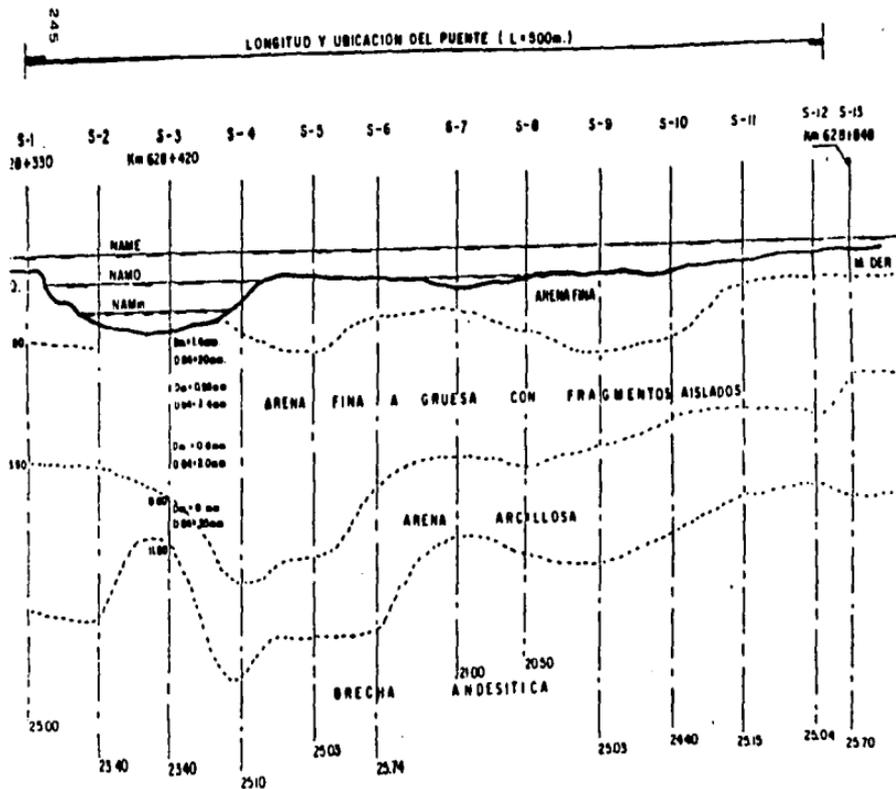


Fig. 6.15

EJEMPLO DE APLICACIÓN RÍO "ACAPONETA"

SOCAVACIÓN GENERAL

Método de Lischtvan - Lebediev

Datos:

$$Qd = 13265 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$v = 4.2 \text{ m/s}$$

Esviaje: indefinido

Longitud del puente = 500 m

Número de claros aproximados de 45 m (11 claros)

Ancho de apoyos = 2.4 m (2 pilas de 1.2 m)

$$\text{Ancho efectivo } B_e = 500 - (10 \times 2.4) = 476 \text{ m}$$

Para suelo friccionante (empleando las fórmulas 6.24, 6.25 y 6.30)

$$d_s = \left(\frac{\alpha d_s^{2/3}}{0.68 D_n^{0.28} \beta} \right)^{1/2.2}$$

$$\alpha = \frac{Q_d}{d_n^{2/3} B_e \mu}$$

Para el sondeo 3

$$d_n = A / B_e ; \quad A = Qd / v = 13265 / 4.2 = 3158.33 \text{ m}^2$$

$$A = 3158.33 \text{ m}^2$$

$$d_n = 3158.33 / 476 = 6.63 \text{ m} ; d_s = 6.5 \text{ m}$$

Para un periodo de retorno de 50 años obtenemos de la tabla 6.2 :

$$\beta = 0.97$$

Con longitud entre claros de $(45-2.4) = 42.6$ m y velocidad de 4.2 m/s obtenemos un valor del coeficiente de contracción de la tabla 6.1 :

$$\mu = 0.961$$

Sustituyendo valores:

$$\alpha = \frac{13265}{6.63^{50.1} \times 476 \times 0.961} = 1.239$$

$$\alpha = 1.239$$

Para $Dm = 0.58$ mm obtenemos de la tabla 6.3 , $1/1+x = 0.71$

$$d_s = \left[\frac{1.239 \times 6.5^{3/4}}{0.68 \times 0.58^{0.28} \times 0.97} \right]^{0.71} = 15.972$$

$$d_s = 15.972m$$

$$\text{socavación} = 15.972 - 6.5 = 9.472 \text{ m}$$

La profundidad de 9.472 cae en el estrato inmediato inferior por lo que se calculará la socavación con las nuevas características.

Con $Dm = 6$ mm, $1/1+x = 0.74$

sustituyendo valores obtenemos

SOCAVACIÓN EN PUENTES

CÁLCULO DE SOCAVACIÓN PARA EL RÍO ACAPONETA

$d_s = 10.038 \text{ m}$

$\text{socavación} = 10.038 - 6.5 = 3.538 \text{ m}$

Por lo que la socavación llega al límite del estrato que es a 9.0 m.

$\text{Socavación general} = 9.0 \text{ m}$

CÁLCULO DE SOCAVACIÓN GENERAL

Método de Lischtvan - Lebediev con recomendaciones del Ing. J.A. Maza Álvarez.

SONDEO 3

Para suelos no cohesivos (empleando las fórmulas 6.24, 6.33, 6.39 y 6.41), con $D_{84} = 0.02$ m (primer estrato de 0 a 1.6 m), se tiene que

$$d_s = \left[\frac{\alpha d_0^{\frac{1}{2}}}{4.7 \beta D_{84}^{0.28}} \right]^{\frac{c_0^{0.667}}{0.223 - c_0^{0.667}}}$$

$$\alpha = \frac{Q_s}{d_s^{\frac{1}{2}} B_s \mu}$$

$$\mu = 1 - \frac{0.387v}{L} = 1 - \frac{0.387 \times 4.2}{43.8} = 0.963$$

$$\alpha = \frac{13265}{6.63^{\frac{1}{2}} \times 476 \times 0.963} = 1.237$$

$$\beta = 0.8416 + 0.03342 \ln T$$

$$\beta = 0.8416 + 0.03342 \ln 50 = 0.972$$

$$d_s = \left[\frac{1.237 \times 6.5^{\frac{1}{2}}}{4.7 \times 0.972 \times 0.02^{0.28}} \right]^{\frac{0.02^{0.667}}{0.223 - 0.02^{0.667}}}$$

$$d_s = 18.330^{0.758} = 9.067m$$

socavación = $9.067 - 6.5 = 2.567$ m

por lo que pasa al segundo estrato

$D_{s2} = 0.0024$ m; por lo que se emplea la fórmula 6.40

$$d_s = \left[\frac{\alpha d_0^{\frac{1}{2}}}{4.7 \beta D_{s2}^{0.28}} \right]^{\frac{D_0^{0.91}}{0.322 - 0.0024^{0.91}}}$$

$$d_s = \left[\frac{1.237 \times 6.5^{\frac{1}{2}}}{4.7 \times 0.972 \times 0.0024^{0.28}} \right]^{\frac{0.0024^{0.91}}{0.322 - 0.0024^{0.91}}}$$

$$d_s = 33.190^{0.722} = 12.536$$

$$d_s = (33.190)^{0.722} = 12.536 \text{ m}$$

Socavación general = $12.536 - 6.5 = 6$ m

SOCAVACION LOCAL

Método de Yaroslavtziev, empleando la fórmula 6.45

$$S_0 = k_f k_v (e + k_H) v^2 / g - 30 d_{85}$$

Para el sondeo 3

Para apoyo de 2.4 m, con la forma de la pila tipo III, se obtiene de la figura 6.9 un valor de $k_f = 8.5$ m (para $\phi = 0^\circ$)

Velocidad real (fórmula 6.47)

$$v = \frac{\alpha H_0^{3/2}}{H_s}$$

$$v = \frac{1.237 \times 6.5^3}{12.536} = 2.234 \text{ m/s}$$

$$\frac{v^2}{g b_1} = \frac{2.234^2}{9.81 \times 2.4} = 0.212 \text{ , de la figura 6.10 obtenemos } k_v = 0.7$$

Como el apoyo cae en el cauce principal, $e=0.6$

$$\text{Con la relación } \frac{H}{b_1} = \frac{12.536}{2.4} = 5.223$$

obtenemos de la figura 6.10 un valor de $k_H = 0.05$

Para un valor de $d_{85} = 6 \text{ mm}$ que es mayor de 5 mm por lo que si se considera el segundo término de la expresión general, como lo recomienda Yaroslavtziev.

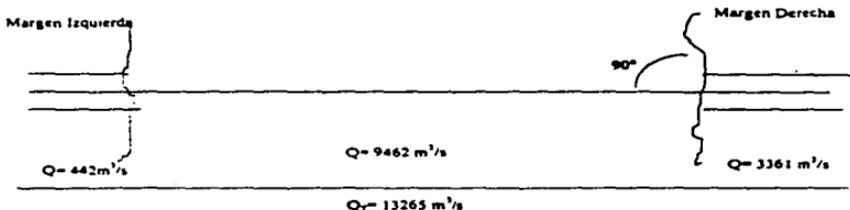
Sustituyendo valores obtenemos:

$$S_0 = 8.5 \times 0.7 \times (0.6 + 0.05) \frac{2.234^2}{9.81} - 30 \times 0.006$$
$$S_0 = 1.968 - 0.18 = 1.788$$

Socavación local = 1.8 m

SOCAVACIÓN AL PIE DE ESTRIBOS

Método de K.F. Artamonov : $S_T = P_\alpha P_q P_R H_0$ (fórmula 6.49)



ESTRIBO EN LA MARGEN IZQUIERDA

con $\alpha = 90^\circ$ obtenemos de la tabla 6.5.I $P_\alpha = 1.0$; $H_0 = 1.2 \text{ m}$

para $\frac{Q_l}{Q_r} = \frac{442}{13265} = 0.03$ obtenemos de la tabla 6.5.II $P_q = 2$

(valor mínimo = 2)

con talud del estribo 1.5:1 obtenemos de la tabla 6.5.III $P_R = 0.83$

Sustituyendo valores:

$$S_T = 1(2)(0.83)(1.2) = 1.99 \text{ m}$$

$$S_T = 1.99 \text{ m}$$

ESTRIBO EN LA MARGEN DERECHA

con $\alpha = 90^\circ$ obtenemos $P_u = 1.0$; $H_0 = 1.17$ m

para $\frac{Q_s}{Q_r} = \frac{3361}{13265} = 0.25$ obtenemos $P_q = 2.935$

con talud del estribo 1.5:1 obtenemos $P_R = 0.83$

Sustituyendo valores:

$$S_T = 1 (2.935) (0.83) (1.17) = 2.85 \text{ m}$$

$$S_T = 2.85 \text{ m}$$

RECOMENDACIONES Y CONCLUSIONES

RECOMENDACIONES:

Con el presente trabajo no se pretende que el lector al hacer uso de la información que contiene pueda llegar a resolver cualquier problema de tipo hidrológico. Sino por el contrario, el fin de este trabajo es poder dar las bases para la determinación de una avenida de diseños. Sin tratar de cubrir todos los problemas que se puedan presentar en la práctica profesional.

Un punto de suma importancia es el hecho de que éste trabajo se realizó con la idea de que sirva como apoyo para las personas que aún no hayan tenido algún contacto con el estudio de la hidrólogía en general, así como para personas que ya han comenzado a introducirse al campo hidrológico.

Cabe por último señalar, que la finalidad de este trabajo es dar un panorama un poco más amplio de como influye la hidrólogía en la vida personal de el *Ingeniero Civil*, pero sin olvidarnos que todo lo anterior son solamente estimaciones y especulaciones basadas en criterios y experiencias que tal vez se asemejan y en un buen porcentaje de efectividad a la realidad del caso.

CONCLUSIONES:

En la actualidad, la predicción hidrológica es uno de los aspectos más importantes de la llamada hidrología aplicada, y los métodos estadísticos y probabilísticos aplicados en el cálculo de avenidas máximas. La bondad de los métodos es que proporcionan en sus resultados la variación del caudal, con lo que nos es posible obtener información de un gasto de diseño aplicado a la construcción de una obra hidráulica (presa, puentes, etc.).

Estos métodos tienen como objetivo la reconstrucción matemática del fenómeno o el proceso de la información de la avenida máxima, por ello se supone una lluvia de duración y período de retorno determinado con una probabilidad de ocurrencia y se calcula el escurrimiento máximo que ha de generarse en el punto de una corriente dada, hasta poder dibujar el probable hidrograma de la avenida en estudio.

Uno de los datos fundamentales con que se debe de contar para proyectar cualquiera de las obras ya mencionadas, es el gasto de la corriente en avenidas máximas asociadas a un cierto período del retorno, mismo que se determina en función de la vida útil del proyecto y del riesgo que se pueda aceptar de que falle la obra, el cual a su vez es función de la importancia de ésta, de los daños que ocasionaría en caso de falla y del costo de reparación o construcción.

Por todo lo anterior se ve la necesidad de determinar el gasto de proyecto lo más adecuadamente posible, y para esto el ingeniero se vale de la Hidrología que una vez más se puede definir como la ciencia que trata de las propiedades, la distribución y circulación del agua en la naturaleza en sus tres estados: gaseoso, líquido y sólido, estando una de sus ramas principales consagrada al análisis del gasto de las corrientes de agua.

BIBLIOGRAFÍA

1. Secretaría de Comunicaciones y Transporte,
Dirección General de Proyectos, Servicios Técnicos y Concesiones
Subsecretaría de Infraestructura.
Método Hidrológico para Previsión de Escorrentimientos.
México, 1992.
2. R. K. Linsley, M. A. Kohler, y J. L. Paulhus
Hidrología para Ingenieros.
Mc. Graw-Hill México, 1977.
3. Francisco Javier Aparicio Mijares
Fundamentos de Hidrología de Superficie.
De. Limusa México, 1993.
4. Rolando Springall G.
Hidrología 1ª Parte.
Instituto de Ingeniería UNAM
Abril 1970 D.F.
5. Apuntes de Hidráulica de Canales
Facultad de Ingeniería de la UNAM.
6. Secretaría de Comunicaciones y Transportes.
Isocetas de la Intensidad de Lluvia-Duración-Período de Retorno.
7. Secretaría de Comunicaciones y Transportes.
Socavación Local en Pilar.
8. José M. Zamudio Morales
Apuntes de Frenos Derivadores
Facultad de Ingeniería UNAM
Depto. de Hidráulica.

9. **Vijay P. Singh.**
Elementary Hydrology
U. S. A. Prentice Hall, 1992.
10. **Victor Miguel Force**
Engineering Hydrology
(Principles and Practices)
U. S. A. Prentice Hall, 1989.
11. **Philippe B. Bedient, Wayne C. Hyber**
Hydrology and Flood Plain Analysis
U. S. A. Addison-Wesley Publishing Company, 1988.
12. **Proceso del Ciclo Hidrológico**
D. F. Campos Aranda
Volumen I, Tomo 2/2
Universidad Autónoma de San Luis Potosí, 1987.