

HIDROLOGIA DE DISEÑO

1979

Fecha	Duración.	Tema	Profesor
26 de Nov.	17 a 20 h	EL CICLO HIDROLOGICO Y LA CUENCA	Dr. Rolando Springall Galindo
	20 a 21 h	EVENTOS DE DISEÑO	" " " "
27 Nov.	19 a 21 h	RED HIDROMETEOROLOGICA	M. en I. Guillermo Ortega Gil
28 Nov. y 29	19 a 21 h c/día	HIDROMETEOROLOGIA	M. en I. Oscar Fuentes Mariles
30 Nov.	19 a 21 h	MODELOS LLUVIA-ESCURRIMIENTO	M. en I. César Herrera
3 de Dic.	17 a 18 h 18 a 21 h	AVENIDAS EN CUENCAS PEQUEÑAS AVENIDAS EN CUENCAS GRANDES	Ing. Luis Espinosa Núñez " " " "
4 y 5 Dic.	17 a 21 h c/día	HIDROLOGIA SINTETICA	Ing. Francisco Tellez Granados
6 y 7 Dic.	17 a 21 h y 17 a 19	CAPACIDAD DE UN EMBALSE	M. en I. Fernando Aguilar Amilq
7 Dic.	19 a 21 h	MESA REDONDA	Dr. Rolando Springall Galindo

telos.

DIRECTORIO DE PROFESORES DEL CURSO HIDROLOGIA DE
DISEÑO (Del 26 de Noviembre al 7 de Diciembre de 1979)

- 1.- M. en I. Fernando Aguilar Amilpa
Jefe de la Oficina de Estudios de Prefactibilidad
Subgerencia de Ingeniería Preliminar, Civil
y Geotenia
Comisión Federal de Electricidad
Oklahoma No. 85 5° Piso
México 18, D.F.
Tel.: 5 43.59.36
- 2.- Ing. Luis Espinosa Núñez
Jefe de Proyecto
Dirección de la Zona Golfo y Sureste
Comisión del Plan Nacional Hidráulico
Tepic No. 40-1° Piso
México 7, D.F.
Tel. s. : 584.72.01
- 3.- M. en I. Oscar Fuentes Mariles
Investigador
Instituto de Ingeniería
UNAM
México 20, D.F.
Tel. 550.52.15 Ext. 3608
- 4.- M. en I. César Herrera Toledo
Jefe de la Oficina de Planeación
Subdirección Técnica
Dirección General de Construcción y Operación Hidráulica
Departamento del Distrito Federal
San Antonio Abad No. 231-7° Piso
México 8, D.F.
Tel. 588.32.23
- 5.- M. en I. Guillermo Ortega Gil
Director de la Zona Golfo y Sureste
Comisión del Plan Nacional Hidráulico
Tepic No. 40-1°
México 7, D.F.
Tel. : 584.72.01
- 6.- Dr. Rolando Springall Galindo
Director Técnico
Consultores S.A.
Insurgentes Sur 452 Desp. 509
México, D.F.
Tel. 584.77.88

7.- Ing. José Francisco Tellez Granados
Subjefe del Departamento de Estudios y Laboratorios
S. C. T.
Lerdo de Tejada No. 6
Col. Marina Nacional
México, D.F.
Tel. : 569.28.37



centro de educación continua
división de estudios de posgrado
facultad de ingeniería unam



HIDROLOGIA DE DISEÑO

1. EL CICLO HIDROLOGICO Y LA CUENCA
2. EVENTOS DE DISEÑO

DR. ROLANDO SPRINGALL GALINDO

NOVIEMBRE, 1979

1. EL CICLO HIDROLOGICO Y LA CUENCA

1.1 Introducción

1.1.1 Definición

De acuerdo con el U. S. Council for Science and Technology* " Hidrología es la ciencia que trata de las aguas de la tierra, su ocurrencia, circulación y distribución, sus propiedades químicas y físicas y su reacción con el medio ambiente, incluyendo su relación con los seres vivientes. -

* Price WE, Helndl LA: What is hydrology? Trans Amer Geophys Union 49:2:529, 1968.

El dominio de la hidrología abarca la historia de la existencia total del agua sobre la tierra".

De acuerdo con los métodos matemáticos, la hidrología paramétrica se define como "La aproximación a la hidrología en donde el ciclo hidrológico es tratado como un sistema determinado".

Dentro de la hidrología paramétrica el término "Simulación" se define como "El desarrollo y aplicación de modelos matemáticos para representar la iteración de la variación del tiempo en los procesos físicos".

1.1.2 Proceso histórico

Es interesante previo al inicio del curso, revisar brevemente los progresos realizados en el pasado hacia el estado presente del conocimiento por lo que respecta a la hidrología física. Es necesario considerar dos escuelas paralelas de investigación: el campo de la investigación dentro de la hidrología y el desarrollo paralelo de las técnicas de medición y cálculo. Aquí, el término ciencia se define como "El conocimiento adquirido por observación y experimentación, probadas en forma crítica y cimentadas bajo principios generales". La ciencia de la hidrología no significa que este completamente formalizada y se requiere de un trabajo considerable por hacer antes de que principios generales formales puedan ser desarrollados, mismos que satisfactoriamente representen toda la amplitud y profundidad de la ciencia.

Recordando una definición sobre el hombre, en la cual se describe así mismo como un animal que hace herramientas. Esta referencia refleja claramente en el desarrollo de la hidrología. El hidrólogo utiliza herra-

mientas, por medio de las cuales mide y calcula, y junto con sus colegas de otras ciencias, sucesivamente ha desarrollado y manufacturado mejores implementos para observar los procesos y probar las teorías de su investigación. El desarrollo de las técnicas y equipos con los cuales observa y calcula han corrido en forma muy próxima, paralelamente a la investigación dentro de la ciencia de la hidrología. La innovación de nuevos métodos o técnicas de cálculo, a menudo resulta en progreso del desarrollo de la hidrología. Uno de los mejores ejemplos de esto es el desarrollo de la computación electrónica rápida, las cuales han originado un incremento considerable en las actividades de investigación, ayudando en una serie de pruebas críticas de viejas filosofías y un desarrollo más activo de nuevas teorías.

Para tener una idea clara de las etapas más definidas de los dos campos paralelos de investigación, los cuales se pueden referir como el desarrollo de la teoría y el desarrollo de las herramientas, es necesario regresar a tiempos pasados. Cuatro períodos de desarrollo pueden ser presentados

1. Filosofía primitiva; medidas y cálculos rudimentarios, 3500 - - A C - 1500 D C.
2. Filosofía basada en experimentación y desarrollo de técnicas de medición, 1500 D C - 1800 D C.
3. Período filosófico y desarrollo de técnicas de cálculo mejorado - 1800 D C - 1954 D C.
4. Filosofía de la iteración de la hidrología integral y la era de la computación. 1954 D C a la fecha.

TABLA 1.1

DESARROLLO PARALELO DE LA TEORIA, MEDICIONES
Y TECNICAS DE CALCULO EN HIDROLOGIA DE 1880 A 1972*

FECHA	TEORIA	MEDICIONES	CALCULO
1803	RIPPL Curva masa para el diseño del almacenaje		
1895, 1889	WANNING Fórmula de flujo		HOLLERITH Mejora la impresión de cartas para datos de entrada
1898		HERSCHEL Venturi	
1900	PLANCK Teoría sobre la radiación del cuerpo negro		
1905		SLICHTER Técnicas de trazadores en mediciones de flujo de agua subterránea	
1914	HAZEN Conceptos de Hidrología estocástica		
1919	HORTON Teoría de la licuación de la nieve		
1922	Se establece la Asociación Internacional de Hidrología Científica		
1924	FOSTER Curvas de frecuencia teórica aplicadas a la Ingeniería		
1953	FOLSE Primeros intentos en simulación determinística de procesos del escurrimiento		
1930			BUSH Primera computadora analógica
1932	SHERMAN Técnica del Hidrograma Unitario		
1933	HORTON Teoría de la Infiltración, I.O.E. Envolventes de avenidas específicas		
1935	Mc CARTHY Métodos de tránsito de Muskingum		
1936	Evolución de la investigación de operaciones		
		BURNS & RAYNER Telemetría en Control de Poder	
			AITKEN Implementación de la máquina analítica
1941	GUMBEL Teoría de valores extremos en Hidrología		
1943			ECKERT & MAUCHLEY ENIA Computadoras electrónicas (primera generación de computadoras)
19	BERNARD Meteorología en relación con las avenidas		
			NEWMANN Concepto de almacenamiento de memoria

TABLA 1.1 (cont.)

FECHA	TEORIA	MEDICIONES	CALCULO
1949			BARDEEN & BRATAIN invención de los transistores - CAMBRIDGE UNIV Primera computadora con almacenaje en memoria (segunda generación de computadoras)
1950	SUGAWARA Primer modelo de la fase de tierra total del Ciclo Hidrológico		
1951	KOHLEN, LINSLEY Técnicas de correlación coxial		
1954	PHILIP Desarrollos mas amplios de la teoría de la infiltración		
1955	LIGHTHILL & WHITHAM Teoría de la onda cinemática		
1956	HARVARD Iniciación de programas de investigación en los aprovechamientos Hidráulicos Aplicación del análisis de sistemas a los aprovechamientos Hidráulicos Programa de Stanford a los aprovechamientos Hidráulicos		BELL TELEPHONE Introduce a los datos por teléfono y terminales de tele comunicación - Desarrollo en microcircuitos (tercera generación de computadoras)
1959	U.S. CORP OF ENGINEERS Inicio del desarrollo del modelo SSAR		
1959	LINSLEY & CRAWFORD, Concepto de la simulación determinística usando computadoras digitales. Programa de investigación de Stanford		
1960	Desarrollo acelerado en simulación, sistemas e hidrología estocástica		Introducción a computadoras con grande memoria y alta velocidad: IBM 580, BURROUGHS B 5500, CDC, ICL, GEO
1962	PROGRAMA HARVARD SOBRE EL AGUA, Integración de los aspectos de economía, de ingeniería y políticas en los aprovechamientos Hidráulicos INSTITUTO BRITANICO DE HIDROLOGIA, Se establece		
1965	Se inicia la Decada Hidrológica Internacional		
1967	IWAH P. Inicio de los microprocesos en Hidrología		
1970	La Hidrología se desarrolla en un campo real de las ciencias		

TABLA 1.1 (cont.)

FECHA	TEORIA	MEDICIONES	CALCULO
1970	Se aceleran los estudios en hidrología urbana		Se implementa el concepto de memoria virtual Computadoras en serie IBM-370
1971	Simulación de efectos sobre el uso de tierras		
1972	Aplicación de sistemas de gran escala en aprovechamientos regionales del agua	Técnicas laser, ultrasónicas y electromagnéticas en la medición de flujo	

Biswas* a desarrollado un libro que permite conocer con un mayor detalle la historia de la hidrología.

En tabla 1.1 se muestra en orden cronológico el desarrollo paralelo que ha tenido la teoría, mediciones y técnicas de cálculo relacionadas con la hidrología, desde 1880 a 1972**. Esto abarca parte del tercero y la totalidad del cuarto período antes mencionado.

1.1.3 Aplicaciones y limitaciones

Para plantear las aplicaciones de la hidrología, se debe partir de la premisa de que el hombre no puede existir sin el agua. Por lo anterior, en la época actual, el conocimiento de la hidrología y el disponer de gente preparada en este campo es de importancia fundamental para un efectivo manejo del agua, trascendental para nuestra sociedad.

Aunque el uso del agua para actividades domésticas es vital, su uso en la industria, comercio, agricultura y recreación es básico dentro del desarrollo del país.

Dado que el agua es un líquido vital y escaso, es lógico pensar que debemos de contar con técnicas adecuadas para la planeación, manejo y desarrollo de los aprovechamientos hidrológicos del país. Una planeación y manejo efectivo de los recursos de agua es el compromiso del hidrólogo y sólo es posible alcanzarlo si se entiende claramente los sistemas físicos que deben manejar. Por otra parte, se requieren modelos matemá-

* Biswas AK; History of Hydrology. Amsterdam, North Holland. 1971

** Fleming, G. "Computer Simulation Techniques in Hydrology" Elsevier, Environmental Science Series, 1975

ticos confiables para evaluar y predecir el funcionamiento de los sistemas hidrológicos.

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

Este curso pretende revisar los criterios y técnicas actuales requeridas para la obtención de la avenida de diseño de las estructuras hidráulicas, -- así como el dimensionamiento de los embalses para los aprovechamientos hidráulicos.

Desde el punto de vista de diseño de una obra hidráulica, los principales objetivos de la hidrología pueden resumirse en dos grandes grupos*

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

Por lo que respecta a las limitaciones de la hidrología, estas se relacionan con la información hidrológica disponible y la complejidad de los procesos naturales con los cuales trata.

* R. Springall " Hidrología. Primera Parte ". Publicación del Instituto de Ingeniería, D 7, UNAM (Abril 1970)

Lo anterior involucra que en general cada problema es único y es difícil analizarlos con un sistema deductivo riguroso. Esto ha involucrado que al tratar de uniformizarse los criterios, se plantean cada vez sistemas más complejos en donde interviene un mayor número de parámetros, que en ocasiones son difíciles de cuantificar.

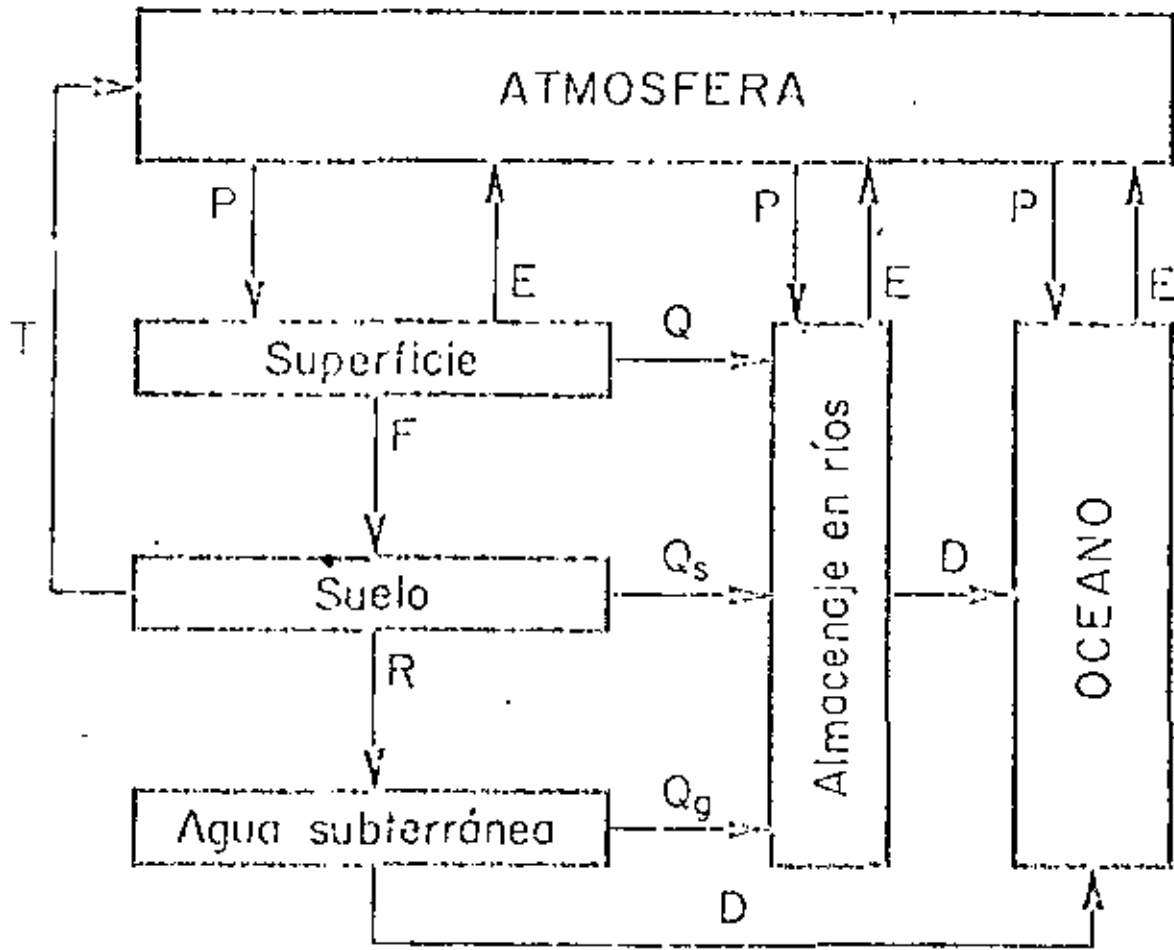
Al aplicar un criterio hidrológico para el análisis de un problema, debe considerarse que la aplicación del mismo no involucra el resultado esperado, a menos que las bases con las que se elaboró dicho criterio sean las mismas a las del problema. En caso contrario deberá tomarse en cuenta este hecho en la interpretación del resultado y darle a éste el peso que merece. Conforme se disponga de mayor información hidrológica se podrán ir ajustando los criterios existentes, elaborar otros y tener una mayor seguridad en los resultados hidrológicos que se obtengan.

1.2 El ciclo hidrológico

El ciclo hidrológico es un proceso continuo por medio del cual el agua es transportada de los océanos a la atmósfera, a la tierra y regresa al mar.

El ciclo hidrológico es un término descriptivo aplicable a la circulación general del agua (fig. 1.1). Este ciclo puede empezar con la evaporación de los océanos. El vapor resultante es transportado por las masas de aire en movimiento. En determinadas condiciones, el vapor se condensa formando nubes que, a su vez, pueden 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 transpi-



- | | | |
|-------------------------------|---|--|
| E - Evaporación | P - Precipitación | T - Transpiración |
| Q - Escurrimiento superficial | Q _s - Escurrimiento subsuperficial | Q _g - Escurrimiento subterráneo |
| F - Infiltración | D - Descarga o los océanos | R - Recarga |

Fig 1.1 Ciclo hidrológico. Representación cualitativa

nación 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 descarga 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 del 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.

Dentro de este ciclo existen diversos subciclos. Un ejemplo de esto es la evaporación del agua de la superficie terrestre y su subsecuente precipitación sobre ella antes de regresar al océano. La fuerza que controla la totalidad del sistema del transporte del agua proviene del sol, el cual provee la energía requerida para la evaporación. Cabe hacer notar que las cualidades del agua también cambian durante su paso a través del ciclo; el agua de mar se convierte en agua fresca por la evaporación.

1.3 Componentes del ciclo hidrológico en una cuenca

Como puede observarse en la fig. 1.2, las componentes del ciclo hidrológico involucran las diversas fases a que esta sujeta una cuenca hidrológica. Esto es básico en el análisis de los procesos hidrológicos y en el desarrollo de modelos de simulación, los cuales tratan al ciclo hidrológico como un sistema ce

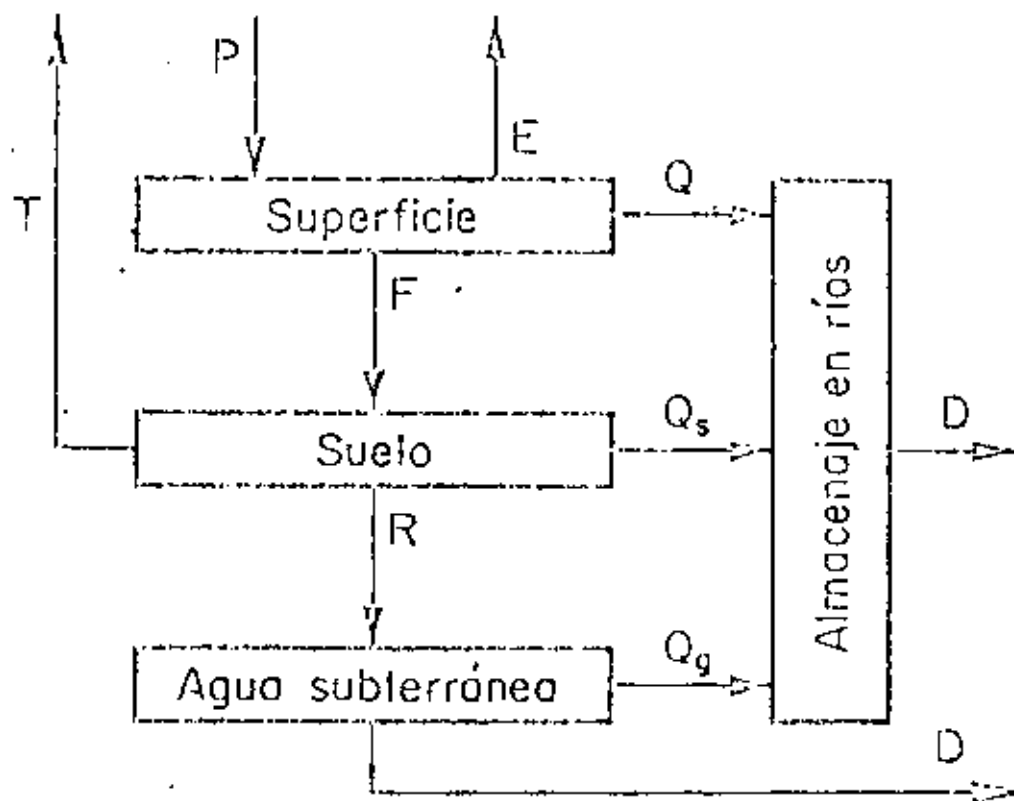


Fig 1.2 Fases que estudia la hidrología

rrado y definen en forma continua los parámetros de entrada y salida a dicho sistema.

1.4 La cuenca

1.4.1 Aspectos generales*

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. Esta definición es compatible con el hecho de que la frontera de una cuenca de drenaje y su correspondiente cuenca de agua subterránea no necesariamente tienen la misma proyección horizontal.

La cuenca de drenaje de una corriente está limitada por su parteaguas (fig. 1.3), que es una línea imaginaria que divide a las cuencas adyacentes y distribuye el escurrimiento, originado por la precipitación, que en cada sistema de corrientes fluye hacia el punto de salida de la cuenca. El parteaguas está formado por los puntos de mayor nivel topográfico y cruza las corrientes en los puntos de salida.

Muchas veces se requiere dividir las grandes cuencas para facilitar su estudio. Las subcuencas o cuencas tributarias estarán a su vez delimitadas por parteaguas interiores. En general estas subdivisiones se hacen de acuerdo con las estaciones hidrométricas existentes en la zona.

No necesariamente se analiza con el mismo criterio una cuenca tributaria o pequeña que una cuenca grande. Para una cuenca pequeña, la forma y cantidad de escurrimiento están influidas principalmente por las condiciones físicas del suelo; por lo tanto, el estudio hidrológico debe enfocarse con más atención

* R. Springall G. "Hidrología, Primera Parte" Publicación del Instituto de Ingeniería UNAM D7 (abril 1970)

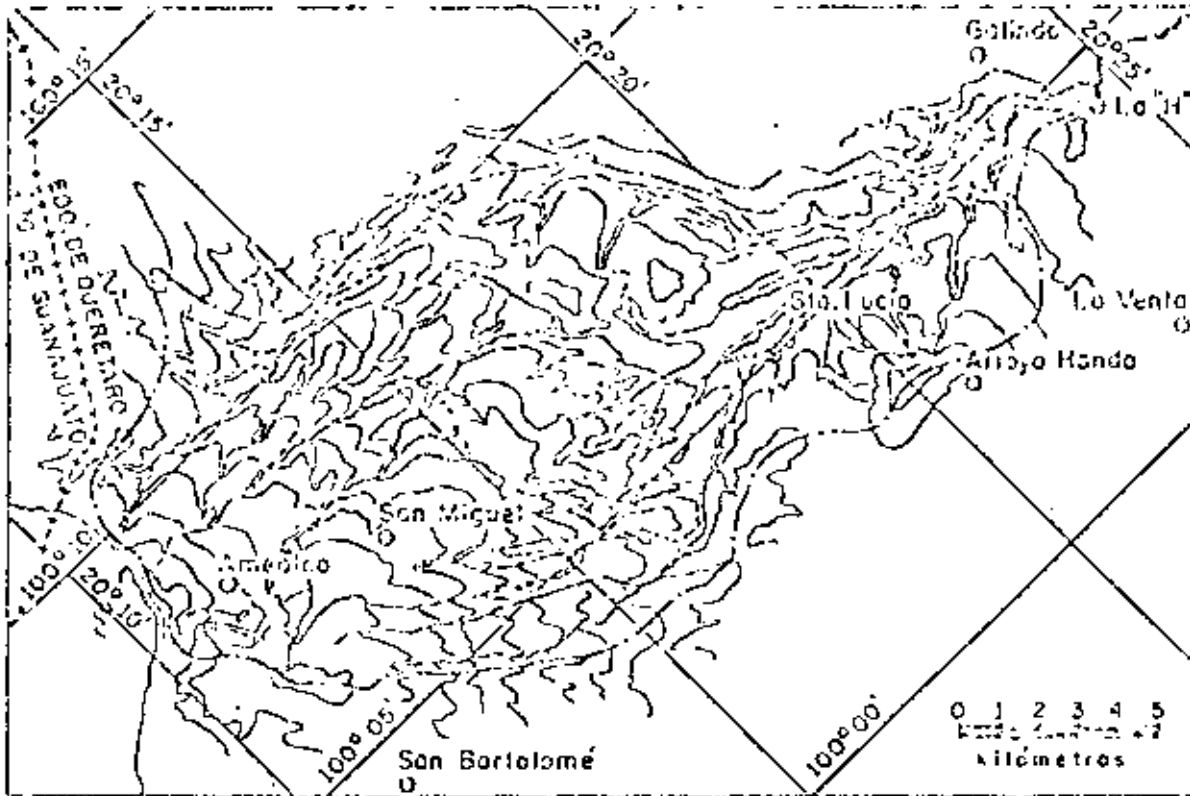


Fig 1.3 Mapa topográfico de la cuenca de una corriente

a la cuenca misma. Para una cuenca muy grande, el efecto de almacenamiento del cauce es muy importante, por lo cual deberá dársele también atención a las características de este último.

Es difícil distinguir una cuenca grande de una pequeña, considerando solamente su tamaño. En hidrología, dos cuencas del mismo tamaño son diferentes.

Una cuenca pequeña se define como aquella cuyo escurrimiento es sensible a lluvias de alta intensidad y corta duración, y donde predominan las características físicas del suelo con respecto a las del cauce. Así, el tamaño de una cuenca pequeña puede variar desde unas pocas hectáreas hasta un límite que, para propósitos prácticos, Chow* considera de 250 Km². Cabe aclarar que en nuestro país se han llegado a manejar cuencas hasta de 5 000 Km², haciendo ajustes en cuanto a distribuciones de tormenta y respuestas. Un tamaño intermedio serán los 1 000 Km². Claro, cada cuenca requiere un análisis, pero definitivamente sí se utilizan modelos lineales a menor área mayor aproximación.

El escurrimiento del agua en una cuenca depende de diversos factores, siendo uno de los más importantes las características fisiográficas de la cuenca, dado que varían lentamente con el tiempo y son de fácil obtención. Entre estas características se pueden mencionar principalmente su área, pendiente, características del cauce principal, como son longitud y pendiente, elevación de la cuenca y red de drenaje.

* Ven Te Chow, "Hydrologic Determination of Waterway Areas for the Design of Drainage Structures in Small Drainage Basins", Bol. No. 402, Universidad de Illinois (1962).

A continuación se describirán las formas principales para calcular las características fisiográficas, según su uso. En algunos casos, como por ejemplo al valorar la pendiente de la cuenca, se indican diversos criterios, no con el fin de resaltar el concepto, sino con la idea de obtener diversos resultados. Esto es de gran importancia, pues, como se verá posteriormente, muchas veces se requiere determinar una relación entre las características del escurrimiento y las características fisiográficas de una cuenca y, conociendo varios valores, se escoge el que proporciona mayor aproximación a la relación. Lo anterior implica la inconveniencia de agrupar, por ejemplo, los métodos para valorar las pendientes, ya que cada uno proporciona un resultado diferente. Es necesario tomar cada criterio como un factor más de las características fisiográficas de una cuenca.

1.4.2 Área de una cuenca

El área drenada de una cuenca es el área en proyección horizontal encerrada por el parteaguas. Generalmente esta área se determina con un planímetro y se expresa en kilómetros cuadrados. Las áreas pequeñas muchas veces se expresan en hectáreas.

1.4.3 Pendiente de una cuenca

Existen diversos criterios para valorar la pendiente de una cuenca, dependiendo del uso posterior que se le vaya a dar al resultado o bien al criterio que lo requiere.

Criterio de Alvord

Para obtener la ecuación que proporciona la pendiente de la cuenca por este criterio, se analiza primero la pendiente existente en la

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

$$S_1 = \frac{D}{W_1}$$

donde

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

S_1 pendiente media de la faja referente a esa curva de nivel

W_1 ancho de la faja, que es igual a

$$W_1 = \frac{a_1}{l_1}$$

siendo

a_1 área de la faja

l_1 longitud de la curva de nivel

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

fajas :

$$S = \frac{Dl_1}{a_1} \frac{a_1}{A} + \frac{Dl_2}{a_2} \frac{a_2}{A} + \dots + \frac{Dl_n}{a_n} \frac{a_n}{A}$$

ordenando

$$S = \frac{D}{A} (l_1 + l_2 + \dots + l_n)$$

por lo que

$$S_c = \frac{DL}{A} \quad (1.1)$$

donde

- A área de la cuenca, en Km²
- D desnivel constante entre curvas de nivel, en Km
- L longitud total de las curvas de nivel dentro de la cuenca, en Km
- S_c pendiente de la cuenca

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 en el sentido de la corriente principal. Si la cuenca es de 250 Km² o menor, se requiere por lo menos una malla de cuatro cuadros por lado; si la cuenca es mayor de 250 Km², deberá incrementarse el número de cuadros de la malla, ya que la aproximación del cálculo depende del tamaño de esta.

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 valúa como

$$S_x = \frac{N_x D}{L_x} \quad \text{y} \quad S_y = \frac{N_y D}{L_y} \quad (1.2)$$

donde

- D desnivel constante entre curvas de nivel
- L_x longitud total de las líneas de la malla en la dirección X, -

	comprendidas dentro de la cuenca
L_y	longitud total de las líneas de la malla en la dirección y, comprendidas dentro de la cuenca
N_x	número total de intersecciones y tangencias de las líneas de la malla en la dirección x, con las curvas de nivel
N_y	número total de intersecciones y tangencias de las líneas de la malla en la dirección y, con las curvas de nivel
S_x	pendiente de la cuenca en la dirección x
S_y	pendiente de la cuenca en la dirección y

Finalmente, Horton considera que la pendiente media de la cuenca puede determinarse como

$$S_c = \frac{N D \sec \theta}{L} \quad (1.3)$$

donde

$$L = L_x + L_y$$

$$N = N_x + N_y$$

θ ángulo entre las líneas de la malla y las curvas de nivel

Como resulta demasiado laborioso determinar la $\sec \theta$ de cada intersección, Horton sugiere usar un valor promedio de 1.57. En la práctica, y para propósitos de comparación, es igualmente eficaz ignorar el término $\sec \theta$, o bien considerar el promedio aritmético o geométrico de las pendientes S_x y S_y como pendiente de la cuenca.

Criterio de Nash

Análogamente el criterio de Horton, se requiere trazar una malla de cuadrados sobre el plano topográfico de la cuenca, de manera

que se obtengan aproximadamente 100 intersecciones.

En cada intersección se mide la distancia mínima entre las curvas de nivel y la pendiente en ese punto se considera como la relación entre el desnivel de las curvas de nivel y la mínima distancia medida. 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 no se toma en cuenta para el cálculo de la media.

Al emplear este criterio, es posible construir una gráfica de distribución de frecuencias de las pendientes medidas en cada punto, mostrándose así la distribución total de la pendiente en la cuenca.

Conviene hacer esta distribución sobre papel semilogarítmico, donde en el eje logarítmico se tiene la pendiente de la superficie, y en el otro, el porcentaje de área con pendiente igual o mayor que el valor indicado.

1.4.4 Elevación de una cuenca

La variación en elevación de una cuenca, así como su elevación media, puede obtenerse fácilmente con el método de las intersecciones. El mapa topográfico de la cuenca se divide en cuadrados de igual tamaño, considerando que por lo menos 100 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.

Muchas veces conviene calcular en una cuenca la gráfica de distribuciones --

área-elevaciones. Esta gráfica se obtiene dibujando los porcentajes de área abajo o arriba de las distintas elevaciones. El empleo de porcentajes de área es conveniente cuando se desea comparar distribuciones de elevaciones en cuencas de diferentes tamaños. La curva área-elevación se puede considerar como el perfil de la cuenca, y su pendiente media (en metros por kilómetro cuadrado) es de uso estadístico en comparación de cuencas.

Los datos área-elevación pueden obtenerse utilizando un planímetro en el plano topográfico de la cuenca, y valuando el área encerrada entre las curvas de nivel y el parteaguas de ésta. También se puede emplear el método de las intersecciones; en este se calcula el número de intersecciones correspondiente al intervalo de elevación escogido.

La elevación media de la cuenca puede calcularse de la curva área-elevación como la elevación correspondiente al 50 por ciento del área.

1.4.5 Red de drenaje

Otras características importantes de cualquier cuenca son las trayectorias o el arreglo de los cauces de las corrientes naturales dentro de ella. La razón de su importancia se manifiesta en la eficiencia del sistema de drenaje en el escurrimiento resultante. Por otra parte, 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 pueden describirse principalmente de acuerdo con el orden de las corrientes, longitud de tributarios, densidad de corriente y densidad de drenaje.

Orden de las corrientes

Antes de hablar del orden de las corrientes, conviene ver su clasi-

ficación. Todas las corrientes pueden dividirse en tres clases generales, dependiendo del tipo de escurrimiento, el cual está relacionado con las características físicas y condiciones climáticas de la cuenca.

Así, una corriente puede ser *effimera*, *intermitente* o *perenne*.

Una corriente *effimera* es aquella que sólo lleva agua cuando llueve e inmediatamente después. Una corriente *intermitente* lleva agua la mayor parte del tiempo, pero principalmente en época de lluvias; su aporte cesa cuando el nivel freático desciende por debajo del fondo del cauce.

La corriente *perenne* contiene agua todo el tiempo, ya que aún en época de sequía es abastecida continuamente, pues el nivel freático siempre permanece por arriba del fondo del cauce.

El orden de las corrientes es una clasificación que proporciona el grado de bifurcación dentro de la cuenca. El procedimiento más común para esta clasificación es considerar como corrientes de orden uno, aquellas que no tienen ningún tributario; de orden dos a las que sólo tienen tributarios de orden uno; de orden tres aquellas corrientes con dos o más tributarios de orden dos, etc. Así, el orden de la corriente principal indicará la extensión de la red de corrientes dentro de la cuenca. Para hacer esta clasificación se requiere de un plano de la cuenca que incluya tanto corrientes *perennes* como *intermitentes*.

Longitud de tributarios

La longitud de tributarios es una indicación de la pendiente de la cuenca, así como del grado de drenaje. Las áreas escarpadas y bien drenadas usualmente tienen numerosos tributarios pequeños, mientras que en regiones planas, donde los suelos son profundos y permeables, se tienen tributarios largos, que generalmente son corrientes perennes.

La longitud de los tributarios se incrementa como una función de su orden. Este arreglo es también, aproximadamente, una ley de progresión geométrica. La relación no es válida para corrientes individuales.

La longitud de las corrientes, en general, se mide a lo largo del eje del valle y no se toman en cuenta sus meandros. Además, la longitud que se mide consiste en una serie de segmentos lineales trazados lo más próximo posible a las trayectorias de los cauces de las corrientes.

Densidad de corriente

Se expresa como la relación entre el número de corrientes y el área drenada. Así

$$D_s = \frac{N_s}{A} \quad (1.4)$$

donde

A área total de la cuenca, en Km²

D_s densidad de corriente

N_s número de corrientes de la cuenca

Para determinar el número de corrientes sólo se consideran las

corrientes perennes e intermitentes. La corriente principal se --
 cuenta como una desde su nacimiento hasta su desembocadura. --
 Después se tendrán todos los tributarios de orden inferior, desde
 su nacimiento hasta la unión con la corriente principal, y así suce
 sivamente hasta llegar a los tributarios de orden uno.

Esta relación entre el número de corrientes y el área drenada no --
 proporciona una medida real de la eficiencia de drenaje, pues pue
 de suceder que se tengan dos cuencas con la misma densidad de co
 rrientes y estén drenadas en muy diferente forma, dependiendo de
 la longitud de sus corrientes,

Densidad de drenaje

Esta característica proporciona una información más real que la --
 anterior, ya que se expresa como la longitud de las corrientes por
 unidad de área, o sea que

$$D_d = \frac{L}{A} \quad (1.5)$$

donde

A área total de la cuenca, en Km²

L longitud total de las corrientes perennes e intermitentes --
 en la cuenca, en Km

D_d densidad de drenaje por Km

1.4.6 Pendiente del cauce

El perfil de un cauce se puede representar, llevando en una gráfica los valores --
 de sus distancias horizontales, medidas sobre el cauce, contra sus cambios --
 de elevaciones respectivas. En general, la pendiente de un tramo de río se --

considera como el desnivel entre los extremos del tramo dividido, por la longitud horizontal de dicho tramo. Así

$$S = \frac{H}{L} \quad (1.6)$$

donde

- H desnivel entre los extremos del tramo del cauce, en m
- L longitud horizontal del tramo de cauce, en m
- S pendiente del tramo de cauce

La definición anterior se aproxima más a la pendiente real del cauce conforme disminuye la longitud del tramo por analizar. Una manera más real de evaluar la pendiente de un cauce es compensándola, al aceptarla como la pendiente de una línea que se apoya en el extremo final del tramo por estudiar y cuya propiedad es contener la misma área abajo de ella como en su parte superior, respecto al perfil del cauce.

Otra forma de evaluar la pendiente, y que trata de ajustarse a la pendiente real es usando la ecuación que proponen Taylor y Schwarz *, la cual se basa en considerar que el río está formado por una serie de canales con pendiente uniforme, cuyo tiempo de recorrido es igual al del río.

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

$$t_i = \frac{x}{V_i}$$

* A.B. Taylor y H.E. Schwarz, "Unit-Hydrograph Lag and Peak Flow Related to Basin Characteristics", Trans., American Geophysical Union, Vol. 33, No. 2 (abr 1952).

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

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

donde K es una constante y S_i es la pendiente del tramo i . De acuerdo con esto, el tiempo de recorrido será

$$t_i = \frac{\Delta x}{K \sqrt{S_i}} \quad (1.7)$$

Por otra parte, el tiempo total de recorrido es la suma de los tiempos parciales t_i ; además, se puede calcular de acuerdo con la ec 1.7 como

$$T = \frac{L}{K \sqrt{S}} \quad (1.8)$$

donde

- K constante
- L longitud total del tramo de río en estudio
- S pendiente media del tramo de río en estudio
- T tiempo total de recorrido

De las ecs 1.7 y 1.8 se tiene que

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

y como $L = m \Delta x$, sustituyendo, simplificando y ordenando la expresión anterior, se encuentra que

$$S = \left[\frac{m}{\frac{1}{\sqrt{S_1}} + \frac{1}{\sqrt{S_2}} + \dots + \frac{1}{\sqrt{S_m}}} \right]^2 \quad (1.9)$$

donde

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

S pendiente media del tramo en estudio

S_1, S_2, \dots, S_m pendiente de cada segmento, según la ec 1.6

Esta ecuación tiende a una mayor aproximación cuando más grande sea el número de segmentos en los cuales se subdivide el tramo de río por analizar.

. 77 .

2. EVENTOS DE DISEÑO

2.1 Clasificación de las estructuras hidráulicas

Desde el punto de vista de la asignación del evento de diseño, las estructuras hidráulicas se pueden dividir en menores y mayores.

Dentro de las estructuras menores se tienen los puentes, alcantarillas, sistemas de drenaje, bordos, desvíos y presas pequeñas. Corresponden a las estructuras mayores las presas intermedias y grandes.

Dado el número de factores a considerar, es difícil clasificar una presa.

Su clasificación depende de la ubicación del embalse, desarrollos actua-

les y futuros aguas abajo del embalse, características físicas del sitio, - etc. Fundamentalmente se puede decir que su clasificación depende de la magnitud del daño que se producirá en el caso de una falla. En general la magnitud de la obra se relaciona con el potencial de falla*. En las presas mayores la falla no puede tolerarse.

Dentro de las presas pequeñas e intermedias, considerando para su acotamiento aquellas con altura no mayor de 30 m y un almacenaje menor de 30 millones de m³, sus estructuras se pueden dividir en tres grupos**.

Clase (a) Estructuras localizadas en áreas rurales o agrícolas -- cuya falla pueda dañar rancherías, tierras dedicadas a la agricultura y caminos secundarios.

Clase (b) Estructuras localizadas en áreas predominantemente rurales o agrícolas cuya falla pueda causar daños aislando áreas habitables, caminos principales o vías de ferrocarril, o causar interrupción del uso de servicios de importancia pública.

* Snyder, F.F. " Hydrology of Spillway Design : Large Structures -- Adequate Data " A.S.C.E., J. Hydr. Div., Vo. 90, No. H Y 3 (Mayo de 1964) pp 239 - 259. Traducido al español por el Ing. Pedro Díaz Herrera y Publicado como Memorandum Técnico No. 1 S.R.H. (Sep. 1968).

** Ognosky, H.O. " Hydrology of Spillway Design : Small Structures -- Limited Data " A.S.C.E.J. Hydr. Div., Vo. 90, No. H Y 3 (Mayo 1964) pp 295 - 310

*** " Earth Dams and Reservoirs " Soil Conservation Service, Washington D.C. Engineering Div. NTIS, PB - 260 - 770, (Junio 1976)

Clase (c) Estructuras localizadas donde su falla pueda causar pérdidas de vidas, serios daños a zonas habitacionales, industriales y comerciales, servicios públicos, caminos o ferrocarriles.

De acuerdo con estas clasificaciones y divisiones, en el inciso siguiente se asigna el período de retorno del evento hidrológico requerido para el diseño de las estructuras hidráulicas antes mencionadas.

2.2 Asignación del período de retorno al evento de diseño

El período de retorno T de un evento hidrológico de magnitud dada (Y) se define como el intervalo promedio de tiempo dentro del cual ese evento puede ser igualado o excedido una vez en promedio. Si un evento igual o mayor a Y ocurre una vez en T años, su probabilidad de ocurrencia $P(Y)$ es igual a 1 en T casos, o sea que

$$T = \frac{1}{P(Y)} \quad (2.1)$$

La definición anterior permite el siguiente desglose de relaciones de probabilidades :

- La probabilidad de que Y ocurra en cualquier año

$$P(Y) = \frac{1}{T} \quad (2.2)$$

- La probabilidad de que Y no ocurra en cualquier año

$$P(\bar{Y}) = 1 - P(Y) = 1 - \frac{1}{T} \quad (2.3)$$

- La probabilidad de que Y no ocurra en n años sucesivos

$$P(Y)^n = \left(1 - \frac{1}{T}\right)^n \quad (2.4)$$

La probabilidad conocida como de ocurrencia o riesgo-
R, de que Y ocurra al menos una vez en n años suce-
sivos

$$R = 1 - \left(1 - \frac{1}{T}\right)^n \quad (2.5)$$

Si se considera que n sea la vida de diseño operacional de una obra, la-
ce 1.5 permite determinar a partir de la asignación de un cierto riesgo-
de que la obra falle, el período de retorno de la misma. En la tabla-
2.1 se indican los períodos de retorno correspondientes a diversos nive-
les de riesgo y períodos de diseño.

De lo anterior se tiene que la asignación de un período de retorno a un -
evento hidrológico para realizar el diseño de una obra, si se acepta que-
la vida de diseño es constante, es función directa del riesgo que se ten-
ga durante su vida operacional, de que se presente un evento mayor al -
de diseño.

Para cuantificar la probabilidad de ocurrencia o riesgo de que se presen-
ta en una obra hidráulica un evento mayor al de diseño, se requiere te-
ner en cuenta :

- Costo de la obra
- Daños que pueden tenerse al presentarse una falta
- Costo de mantenimiento
- Inconvenientes y perjuicios en el caso de falla
- Riesgo de vidas humanas

De ser factible cuantificar los daños que se pueden ocasionar tanto huma-
nos como materiales, el período de retorno asignado a un evento para el
diseño de una obra hidráulica se puede realizar con apoyo de la ce 1.5-a
partir de un análisis económico entre el costo de la obra y el costo de -

TABLA 2.1

PERIODOS DE RETORNO ASOCIADOS CON DIVERSOS GRADOS DE RIESGO Y VIDA DE DISEÑO ESPERADA

Riesgo %	Vida de diseño esperada, en años							
	2	5	10	15	20	25	50	100
95	1.29	2.22	3.86	5.52	7.18	8.85	17.2	33.9
90	1.46	2.71	4.85	7.03	9.19	11.4	22.2	43.9
75	2.00	4.13	7.73	11.0	14.9	18.6	36.6	72.6
50	3.41	7.73	14.9	22.1	29.4	36.6	72.6	145.0
40	4.44	10.3	20.1	29.9	39.7	49.5	98.4	196.8
30	6.12	14.5	28.5	42.6	56.5	70.6	140.7	281.
25	7.46	17.9	35.3	52.6	70.0	87.3	174.	348.
20	9.47	22.9	45.3	67.7	90.1	113.0	225.	448.
15	12.8	31.3	62.0	90.8	123.6	154.3	308.	616.
10	19.5	48.0	95.4	142.9	190.	238.	475.	950.
5	39.5	98.0	195.	292.9	390.	488	975.	1,950.
2	99.0	248.	495.	743.	990.	1,238.	2,476.	4,951.
1	199.5	498.	995.	1,492.	1,980.	2,488.	4,977.	9,954.

los daños por falla de la misma.

Usualmente lo anterior es difícil de hacer, por lo que es común utilizar para la selección del evento de diseño períodos de retorno o criterios preestablecidos. Así, en la tabla 2.2 se muestran los períodos de retorno recomendables para estructuras menores*, **, ***, misma que permite tener una idea de los rangos de variación siempre y cuando no se pueda aplicar la ecuación 2.5.

Análogamente, en la tabla 2.3 se muestra el criterio recomendado para la selección de los eventos de diseño de las presas pequeñas e intermedias***†. Para las presas mayores se utiliza para el diseño el evento ligado a la precipitación máxima probable dado que no se puede aceptar la falla de la obra. En los casos anteriores el criterio de diseño se refiere a la altura de lluvia a utilizar ligada a un período de retorno de 100 años o bien a la precipitación máxima probable (PMP). La duración mínima de la tormenta a considerarse es de 6 horas; si el tiempo de concentración de la cuenca le resulta mayor de ese valor, la duración se hará igual a dicho valor.

* Orosky, H.O. " Hydrology of Spillway Design : Small Structures (Limited Data " A.S.C.E.J. Hydr., Div., Vol. 90, No. 14 Y 3 (Mayo 1964) pp 295 - 310. -

** Woods, K.B., Benny, D.S. y Geotz, W.H. " Highway Engineering Hand Book " Mc. Graw Hill Book Co. Inc. Nueva York (1960)

*** " Airport Drainng " Federal Aviation Agency, A. C. 150/5270 - 1 (1966) -

**** " Earth Dams and Reservoirs " Soil Conservation Service, Washington D.C. Engineering Div. NTIS, PB - 260 770, (Junio 1976) -

TABLA 2.2

PERIODOS DE RETORNO DE DISEÑO RECOMENDABLES
PARA ESTRUCTURAS MENORES

Tipo de estructura	Período de retorno (años)
Puente sobre carretera importante, donde el retraso puede causar daños excesivos por inundación u ocasionar la falta del puente	50 a 100
Puente sobre carreteras menos importantes o alcantarillas sobre carreteras importantes	25
Alcantarillas sobre caminos secundarios, drenaje de lluvia o contracunetas	5 a 10
Drenaje lateral de los pavimentos, donde puede tolerarse encharcamiento con lluvia de corta duración	1 a 2
Drenaje de Aeropuertos	5
Drenajes urbanos	2 a 10
Bordos	2 a 50*

* Puede aumentar si estas obras protegen poblados de importancia

TABLA 2.3

CRITERIO DE DISEÑO RECOMENDABLE PARA PRESAS PEQUEÑAS

Clase de presa	Producto del almacenaje por la altura efectiva*	Existe o se planea una presa aguas arriba	Datos de precipitación para**	
			Histograma del vertedor	Histograma del libre pórco
(a)†	menor que 11,000	no	P_{100}	$P_{100} + 0.12 (PMP - P_{100})$
	mayor que 11,000	no	$P_{100} + 0.06 (PMP - P_{100})$	$P_{100} - 3.26 (PMP - P_{100})$
	todas	sí"‡	$P_{100} + 0.12 (PMP - P_{100})$	$P_{100} + 0.40 (PMP - P_{100})$
(b)	todas	sí o no	$P_{100} + 0.12 (PMP - P_{100})$	$P_{100} + 0.40 (PMP - P_{100})$
(c)	todas	sí o no	$P_{100} + 0.26 (PMP - P_{100})$	PMP

* El almacenaje está en miles de m³ y la altura efectiva se acota hasta la cresta vertedera, en m.

** P_{100} precipitación para 100 años de período de retorno. PMP = precipitación máxima probable.

† Presas para aguas industriales o municipales se pueden diseñar con el criterio equivalente a la clase (b)

" Se aplica cuando la presa de aguas arriba se localiza de tal manera que al fallar puede dañar la presa de aguas abajo.

La PMP se define como la mayor cantidad de precipitación meteorológicamente posible que corresponde a determinada duración en una cuenca dada y en determinada época del año, sin tener en cuenta las tendencias climáticas que se producen a largo plazo. El t_c es el tiempo de tránsito de una partícula de agua sobre la superficie de la cuenca, desde el punto más alejado del parteaguas de la cuenca a su salida.

El criterio de análisis basado en la PMP se puede relacionar a una avenida máxima la cual no se puede relacionar a un período de retorno cuando se analizan en forma directa los escurrimientos.

2.3 Período de retorno de un evento dentro de una cuenca en relación con el período de retorno requerido en las subcuencas que la integran.

La asignación del período de retorno de un evento de diseño, cuando una estructura hidráulica opera en combinación con otras de aguas arriba en la misma cuenca, o bien, cuando esta estructura intersecta a diversas corrientes, requiere en ocasiones de un análisis que permita tomar en cuenta la combinación de la incidencia de los eventos.

Los eventos extremos dentro de cada subcuenca, dependiendo del tamaño de ésta, pueden ser dependientes o independientes entre sí, y no se puede pensar en seleccionar un período de retorno común sin analizar cuál sería la probabilidad de ello, ni tampoco se pueden asignar períodos de retorno para cada una de las corrientes sin haber estudiado el comportamiento de éstas.

Para acotar el problema y para fines de este estudio, en una primera aproximación, se requiere hacer un análisis de períodos de retorno de un evento de una cuenca siempre que ésta sea mayor de $3\ 000\ \text{Km}^2$ y cuando en el evento de diseño no esté involucrada la precipitación máxima probable, ya que en

este caso el análisis se hace a través de la distribución de las tormentas en la cuenca,

Para tomar en cuenta la probabilidad de ocurrencia simultánea de eventos máximos en dos o más corrientes y el período de retorno de los mismos, se puede utilizar la siguiente expresión

$$\bar{T}_{xy} = \frac{\bar{T}_{zx} P(X/Y)}{P(X/Z)} \quad (2.6)$$

donde

$P(X/Y)$ probabilidad de ocurrencia de eventos máximos simultáneos en las cuencas de las corrientes X y Y

$P(X/Z)$ probabilidad de ocurrencia de eventos máximos simultáneos en las cuencas de las corrientes X y Z

\bar{T}_{xy} período de retorno en conjunto de que X y Y tengan eventos máximos simultáneos

\bar{T}_{zx} período de retorno en conjunto de que X y Z tengan eventos máximos simultáneos

Por otra parte, para las corrientes X y Y, si ocurren eventos máximos simultáneos, la unión de los mismos se puede expresar como

$$I_{xy} = I_x + I_y \quad (2.7)$$

siendo

I_{xy} unión de los eventos ocurridos en las cuencas de las corrientes X y Y

I_x evento máximo originado en la cuenca de la corriente X, simultáneo al ocurrido en la cuenca de la corriente Y.

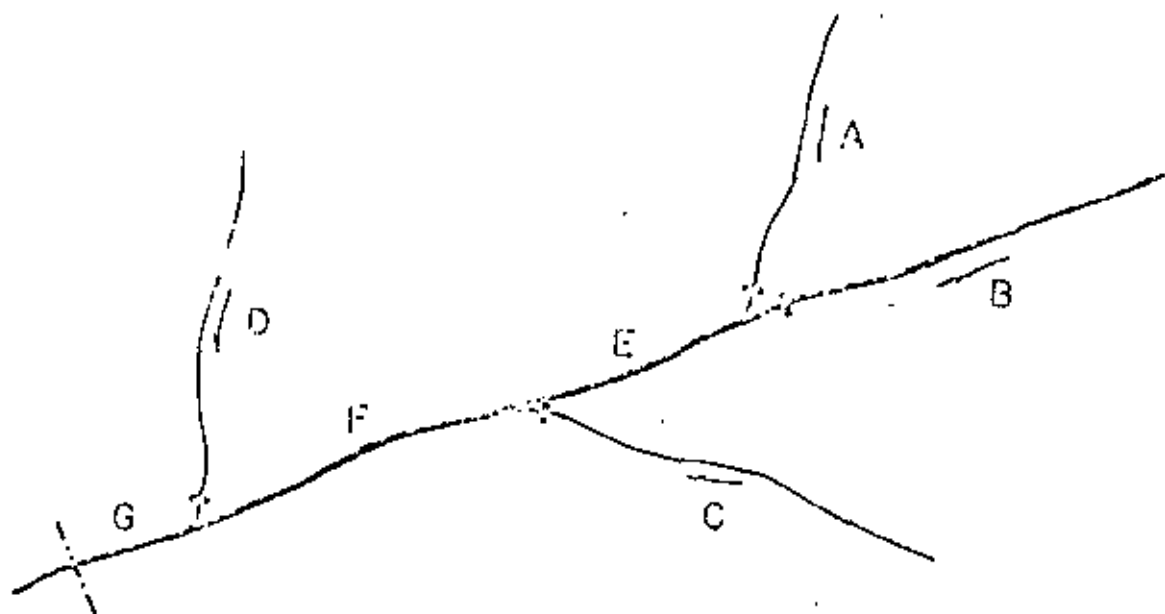
ly evento máximo originado en la cuenca de la corriente Y, simultáneo al ocurrido en la cuenca de la corriente X.

De acuerdo con esto, el período de retorno de que lxy ocurra será T_{xy} . Análogamente se puede hablar de un t_{zx} ligado a un T_{zx} .

En el caso de que se estudien dos subcuencas en forma simultánea se requiere aplicar la ec 2.7 y deducir el período de retorno en la forma tradicional-- para tres subcuencas se utiliza, además, la ec 2.6. Estas expresiones se pueden generalizar a más de tres subcuencas, con apoyo en la estructuración de la red de drenaje (fig 2.1).

La aplicación de estas ecuaciones se hace a través de un árbol de probabilidades, partiendo de dos subcuencas, luego tres, etc. siempre y cuando sean -- eventos dependientes. Si en un momento dado no hay dependencia, se subdivide el problema y cada grupo de subcuencas se maneja en forma separada y después se integran valuando la probabilidad de ocurrencia de eventos simultáneos como el producto de las probabilidades de cada grupo.

Dado que en el análisis existe un mayor número de incógnitas que de ecuaciones, la asignación de valores a las incógnitas se debe hacer considerando la conjugación de los eventos más desfavorables.



----- Sección donde
 interesa conocer el
 evento de diseño.

Control de cada
 subcuenca.

FIG. 2.1 IDENTIFICACION DE SUBCUENCAS PARA EL
 ANALISIS DEL PERIODO DE RETORNO EN
 RELACION CON EL EVENTO DE DISEÑO.



centro de educación continua
división de estudios de posgrado
facultad de ingeniería unam



HIDROLOGIA DE DISEÑO

RED HIDROMETEOROLOGICA

M. EN I. GUILLERMO ORTEGA GIL

NOVIEMBRE, 1979.

RED HIDROMETEOROLOGICA

1.1 Resumen de la metodología

El estudio conceptualmente se desarrolló situando a la información como un núcleo que debe alimentar al proceso de generación de proyectos en los niveles de planeación, diseño y operación.

Desde el punto de vista práctico se procedió a tomar en cuenta las conclusiones obtenidas en el estudio "Red Hidrológica en el Lerma (1a. Etapa)" y las condiciones actuales de la red.

Para facilitar el análisis se consideró conveniente separar la red total en cuatro : Red Climatológica, Red Hidrométrica, Red Geohidrológica y Red de Monitoreo de la Calidad del Agua.

El planteamiento propuesto permite identificar para cada uno de los distintos tipos de red y niveles de proyecto, las correspondientes demandas de información.

Los resultados que se obtuvieron consisten en proposiciones concretas en cada caso, que incluyen el costo estimado a precios de 1977, de las posibles modificaciones a la red actual. Además, se incluye una revisión de todo el proceso de recolección de información, que toma en cuenta desde la medición hasta la divulgación de los datos, así como un cale

dario de acciones desarrollado en base al probable desarrollo de los aprovechamientos hidráulicos en la cuenca.

A continuación se anotan las conclusiones y recomendaciones obtenidas en cada caso.

1.2 Nivel de Planeación

Red climatológica

Existen áreas densamente instrumentadas en la parte alta del Lerma y en la zona cercana al Lago de Chapala y pocas estaciones localizadas en la parte media del Lerma y en las cuencas de los afluentes Laja, Turbio y Guanajuato. Sin embargo, la densidad media en la Cuenca es alta lo cual permite tratar el diseño de esta red como un problema de relocalización, que conserve el número actual de 209 estaciones. Ante esta situación, se utilizó un criterio de reducción de estaciones en las áreas de alta densidad, lo cual permite relocalizar 56 estaciones en áreas en donde actualmente no se tienen mediciones. El criterio de reducción en las áreas con gran número de estaciones se basa en un análisis de variancias, que permite realizar estimaciones del mismo orden tanto con la red actual como con la propuesta.

La relocalización de las estaciones se realizó con base a la conclusión obtenida en la primera etapa de este estudio, de una estación por cada 300 Km², Fig. 1. En la red propuesta, cada una de las estaciones debe contar al menos con un pluviómetro, un termómetro de máxima y mínima

y un evaporímetro, siendo diaria la frecuencia recomendada.

La inversión total para realizar estas modificaciones se estima en 1.23 millones de pesos.

Red Hidrométrica

Se sugiere conservar la red actual en base al análisis realizado en la primera etapa, sin embargo, se recomienda instalar 8 estaciones en las áreas de remanso indicadas en la Figura 2, según el método de estación base y auxiliar. La inversión sería de 0.416 millones de pesos.

Dado que en la cuenca existen pocas estaciones que realizan mediciones de azolves se recomienda aumentar las mediciones de sólidos en suspensión en 30 estaciones según se señala en la Figura 2. El costo estimado es de 0.790 millones de pesos de inversión.

En consecuencia la inversión total requerida para esta red es de 1.21 millones de pesos.

Red Geohidrológica

El inventario de agua subterránea en la cuenca del río Lerma se encuentra aún incompleto por falta de información suficiente. Con los datos disponibles se ha estimado que la extracción anual en la zona de estudio, es de 1 200 millones de m^3 al año, habiéndose identificado cuatro tipos de áreas en la cuenca: 1) Zonas con escasa información; 2) Zonas con posibilidades de explotación; 3) Zonas en explotación y 4) Zonas con

problemas de sobreexplotación. Asociadas al nivel de planeación se tratan las dos primeras, dejando las dos últimas relacionadas al nivel de ejecución.

Para la zona con poca información que comprende en total 22 840 Km², se recomienda realizar estudios de reconocimiento de campo con ayuda de métodos superficiales que permitan precisar la localización y características fundamentales de los acuíferos. La estimación del costo de estos estudios es de 66 millones de pesos.

En cuanto a la zona con posibilidades de explotación la cual tiene un área de 3 250 Km², se propone la instalación de 30 pozos de exploración con el fin de realizar el inventario del agua subterránea en estos acuíferos. Estos pozos representan un costo de inversión de 10.8 millones de pesos.

Por último, se insiste en que a diferencia del agua superficial, que necesita medirse antes de iniciar las obras, el agua subterránea requiere medirse mientras se explota, esto es, la medición y explotación son fuentes de información indispensables para una evaluación correcta del recurso disponible.

Red de monitoreo de calidad del agua

Agua Superficial.

De acuerdo con lo señalado por el Reglamento para la Prevención y Con-

tol de la Contaminación de Aguas, se distinguen los objetivos de preservación y restauración, los cuales sirven como base para guiar el futuro desarrollo de la red de monitoreo. El primer objetivo esta relacionado al nivel de planeación y el segundo al de operación. De la revisión de las condiciones de la red actual de monitoreo se observa que la red es suficiente para cumplir con el objetivo de preservación, y que el método manual de mediciones es adecuado.

En cuanto a la frecuencia de las mediciones, se estableció una relación exactitud de la red-costo, resultando que la frecuencia actual de muestreos en la red tiene una aproximación del 86% en valores medios, el cual se juzga aceptable, puesto que aumentar la aproximación al 90% representaría un aumento del 80% del costo actual anual, debido al gran incremento en el número de muestreos.

Por otra parte, se observa la necesidad de revisar si los parámetros que actualmente se miden, estan relacionados con el objetivo de la red de monitoreo. Esta recomendación, tiene por objeto aprovechar de la manera más eficiente los recursos disponibles para monitoreo, ya que en general los datos recolectados por esta red servirán para analizar el comportamiento del estado de la contaminación a largo plazo, y que solo justifican la medición de algunas variables que permitan establecer índices representativos.

Esta recomendación no tiene por objeto sugerir que se impida la medición de ciertos parámetros, lo único que trata es de iniciar la recolección de datos siempre y cuando se tengan propósitos definidos, ya que en general el problema para desarrollar modelos de contaminación ha sido de datos inapropiados más que de datos insuficientes.

Agua Subterránea

Se propone a mediano plazo contar con un inventario de la localización, tipo y cantidad de los desechos materiales, para relacionar el efecto que estos puedan tener en los acuíferos. Por lo pronto, se propone iniciar las mediciones de calidad del agua subterránea en forma sistemática con fines de preservación, en el número de pozos de explotación señalados en el Cuadro 1, localizados en áreas prioritarias con una frecuencia tri trimestral. El costo estimado de la inversión en aparatos sería de 0.220 millones de pesos.

Para atender, en una segunda etapa, a las zonas que actualmente cuentan con datos de calidad, se requieren muestreos sistemáticos en 194 pozos cuyo costo de inversión en aparatos sería de 0.263 millones de pesos.

1.3 Nivel de diseño

El propósito de esta red es satisfacer las demandas que en el nivel de diseño, presentan los distintos proyectos identificados de grande irrigación, energía eléctrica, agua potable y alcantarillado, acuacultura y ganadería.

trol de avenidas en la cuenca del río Lerma, Fig. 3. La utilidad de esta red se relaciona directamente con la calidad que se puede alcanzar en el diseño de las obras propuestas al contar con la información suficiente para estudiar los posibles efectos que los proyectos puedan causar en la cuenca.

Proyectos de Grande Irrigación

Obra nueva y rehabilitación

- El diseño de los proyectos de grande irrigación requiere de las siguientes inversiones para información:

173 mil pesos para estaciones climatológicas, 500 mil pesos para estaciones hidrométricas, que incluyen medición de la calidad del agua. La inversión total es de 673 mil pesos.

Proyectos de Generación de Energía

- Para el diseño de proyectos de generación de energía no se requiere inversión adicional.

Proyectos de Abastecimiento de Agua Potable

Para el diseño de sistemas de abastecimiento de agua potable se requieren 16.125 millones de pesos, para obtener la información que permita realizar la cuantificación del volumen de agua subterránea que puede en el futuro abastecer a las ciudades de Toluca, Celaya, Salamanca, León e Irapuato.

Proyectos de Acuicultura

- Para el diseño de proyectos de acuicultura la inversión para la instalación de estaciones de monitoreo se estima en 272 mil pesos.

Control de Avenidas

- El diseño de proyectos para control de avenidas requiere de las siguientes inversiones:

131 mil pesos en aparatos climatológicos, 49 mil pesos en aparatos hidrométricos. Por lo tanto, la inversión total sería de 180 mil pesos.

1.4 Nivel de Operación

En el caso de la operación de los sistemas hidráulicos se distinguen dos casos: a) Operación ordinaria, y b) Operación extraordinaria. En el primero, se trata de maximizar los beneficios derivados del uso del agua, p. ej.: rendimiento de cultivos por m^3 utilizando, producción de energía eléctrica, etc. Mientras que en el segundo, se trata de minimizar el daño causado por las inundaciones, por la contaminación del agua y por el uso irracional de los acuíferos.

Operación en condiciones ordinarias

- Se consideró que para la operación de vasos de almacenamiento la red hidrológica es suficiente, si se cuentan con las estaciones propuestas para planeación y diseño.
- Para la operación en los diques de riego, se propone establecer

relaciones costo-exactitud de las mediciones a nivel parcelario para seleccionar las estructuras más favorables, así como estudiar la influencia de la medición parcelaria en el incremento de la productividad de los cultivos.

- Establecer una red de pozos de observación con densidad de un pozo cada 10 Km², en los acuíferos que están actualmente en explotación. La inversión estimada es de 231.069 millones de pesos.
- Para que en todas las viviendas servidas en 1976 existan medidores de agua potable se requiere una inversión de 46.4 millones de pesos. La inversión total de operación en condiciones ordinarias es de 277.47 millones de pesos.

Operación en condiciones extraordinarias

- Para la predicción de avenidas en el río Lerma, se adoptó un sistema combinado de medición de la lluvia y de los niveles en el río utilizando medios de transmisión remota. La inversión total estimada es de 9.728 millones de pesos.
- El diseño de la red de monitoreo de calidad del agua con el fin de restauración solo se justifica en el momento que exista un reglamento de calidad del agua en las corrientes y un aparato administrativo capaz de ejercer su autoridad sobre los posibles infractores. Por lo tanto, solo se identificaron los sitios que requieren mayor atención: Toluca y zona industrial del Lerma, refinería y termoeléctrica de Salamanca, La Piedad, Zacapú y Ocotlán. Esta red debe estar

formada con estaciones móviles automáticas que registren solo parámetros específicos y que se concentren en los sitios identificados. El período de medición continua puede establecerse solo durante algunas semanas, trasladando el equipo a otro sitio.

- Para el caso de los acuíferos sobreexplotados se adoptó una estrategia combinada de instalar pozos de observación complementarios en las áreas que actualmente tienen este tipo de mediciones, y por otra parte realizar los balances del agua subterránea en base a información semestral en los acuíferos sin pozos de observación, mediante datos de pozos piloto seleccionados. La inversión en 36 pozos de observación es de 22.327 millones de pesos. El costo anual de medición semestral en 446 pozos piloto es de 2.98 millones de pesos.

La inversión total para manejar la red en condiciones extraordinarias es de 32.065 millones de pesos. Por lo tanto, la inversión total requerida para el nivel de operación es de 309.534 millones de pesos.

1.5 Organización general de la red

Como parte del proceso de recolección de información se revisó la organización existente, haciéndose las siguientes recomendaciones para toda la red hidrológica tendientes por una parte a controlar la calidad de la información recabada y por otra facilitar el acceso a los datos por parte

de los usuarios.

- Se recomienda elaborar instructivos y realizar inspecciones periódicas que ayuden a la buena operación de las distintas estaciones de la red hidrológica.
- Se recomienda comprobar y completar los datos recolectados antes de proceder al almacenamiento de los mismos.
- Se propone que se adopte el sistema de archivo en cintas magnéticas dada la gran flexibilidad que se tiene en recuperar y analizar la información archivada.
- Se sugiere que la divulgación de la información se haga a base de suscripciones individuales, las cuales pueden estar sujetas a una cuota anual, que puede en parte ayudar a que el proceso de adquisición de datos cuente con mayores recursos económicos.
- Se sugiere la creación de un Centro de Información Regional que fuera el encargado de manejar los datos en la Cuenca del río Lerma, el cual estaría ligado a un Organismo Regional del Agua y a un Centro Nacional de Información. Este último formado con las distintas dependencias que en Oficinas Centrales actualmente tienen a su cargo el proceso de información.

1.6 Calendario de Inversiones

En la parte final del estudio se presenta un calendario de inversiones determinado en base a las necesidades futuras de los aprovechamientos ni-

dráulicos en el Lerma, hojas 1.13, 1.14 y 1.15

Inversión inmediata 1978

Nivel de planeación:	1.564 millones de pesos.
Nivel de diseño:	0.568 millones de pesos.
Nivel de operación:	7.738 millones de pesos.
Total:	9.870 millones de pesos.

Inversión 1979-1982

Nivel de planeación:	26.112 millones de pesos.
Nivel de diseño:	0.575 millones de pesos.
Nivel de operación:	97.204 millones de pesos.
Total:	123.891 millones de pesos.

Inversión 1983-2000

Nivel de planeación:	110.871 millones de pesos.
Nivel de diseño:	16.125 millones de pesos.
Nivel de operación:	206.379 millones de pesos.
Total:	333.375 millones de pesos.

La inversión total requerida es de 467.136 millones de pesos, de este total le corresponden 420.696 millones de pesos a la SARH y 46.440 millones a la SAHOP.

La inversión de la SARH abarca los siguientes aspectos globales para los tres niveles propuestos, en millones de pesos:

Climatología	4.886	(1%)
Hidrometría y Calidad del Agua	9.490	(2%)
Geohidrología	407.320	(97%)
Total:	420.696	(100%)

NIVEL DE PLANEACION

Inversión propuesta (miles de pesos)

Total de la inversión miles de pesos de 1977

Tipo de Red	Motivo de la inversión	78	79	80	81	82	83	84	85	86	87	88	89	90	Total de la inversión miles de pesos de 1977
Climatología	.Relocalización de 55 estaciones.	690	296												986
	.Termómetro para 5 estaciones.	6													6
	.Evaporímetro para 45 estaciones.	232													232
Hidrometría	.Localización de 8 estaciones en zonas de remanso.	416													416
	.Medir sólidos en suspensión en 30 estaciones		372												372
Geohidrología	.30 pozos de observación para zonas con posibilidades de explotación.	1 910	1 910	1 910	1 910	1 910	1 910	1 910	1 910	1 910	3 820				19 100
	.Operación y mantenimiento anual de los 30 pozos.														6 202*
	.Estudios a zonas con escasez información.			5 847	5 847	5 847	5 847	5 847	5 847	5 847	11 695	11 695	11 695	23 392	23 393
Calidad del Agua	.Medición sistemática de calidad del agua en 163 pozos. 1era. Etapa.	220													220
	.Operación y mantenimiento anual de la red. 1era. Etapa.														443*
	.Medición sistemática de calidad del agua en 194 pozos. 2a. Etapa.		263												263*
	.Operación y mantenimiento anual de la red. 2a. Etapa.														534
SUB-TOTALES		1 564	2 841	7 757	7 757	7 757	7 757	7 757	7 757	7 757	13 605	15 515	11 695	23 392	23 393

Nota: *valores anuales de operación y mantenimiento

RED DE DISEÑO

Tipo de Proyecto	Motivo de la Inversión	Inversión Anual (Millas de Pesos)													Inversión total (millas de pesos)	
		78	79	80	81	82	83	84	85	86	87	88	89	90		
Grande irrigación	Instrumentar 7 estaciones climatológicas.	123														123
	Instalación de 2 pluviómetros.	50														50
(Obra Nueva)	Instalar 2 estaciones hidrométricas para riego y con medición de calidad del agua.	45	100													145
	Instalar 4 estaciones hidrométricas normales y con medición de calidad	100	128													228
	Instalar 5 estaciones de monitoreo de calidad del agua.	40	40													80
Gestión Inversión (Rehabilitación)	Instalar 4 estaciones de monitoreo de calidad del agua.	64														64
Aguas Potable y Alcantarillado	Instalación de 26 pozos de observación incluyen de medición de calidad.							1 000	1 000	1 000	3 125	10 000				16 125
Acuicultura	Instalar 17 estaciones de monitoreo de calidad del agua.		40	40	90	102										272
Control de Avenidas	Instalar 4 pluviómetros	36														36
	Instalar 5 termómetros de bulbo húmedo y seco.		35													35
	Instalar 1 limnógrafo.	9														9
	Instalar 1 estación hidrométrica completa.	41														41
SUB-TOTAL ACUMULADO		2 132	3 184	7 797	7 847	7 859	7 757	8 757	6 757	14 605	18 640	21 695	23 392	23 392		

Tipo de medición	Motivo de la inversión	78	79	80	RED DE OPERACION										2000	Total de inversión (miles de pesos) precios de 1977	
					Inversión Propuesta		Miles de Pesos										
					81	82	83	84	85	86	87	88	89	90			
Condiciones ordinarias																	
Medición de Aguas Subterráneas	Construir 170 pozos de observación 1a. Etapa				21 264	21 264	21 264	21 264	21 264								106 320
	Construir 204 pozos de observación 2a. Etapa					21 086	21 086	21 086	21 086	21 086	21 091						126 521
	Instalar 123 200 medidores de agua potable.	2 322	2 322	2 322	2 322	2 322	2 322	2 322	2 322	2 322	2 322	2 322	4 644	4 644	13 932		46 440
Condiciones extraordinarias. Control de Averías	Instalación de 73 estaciones de precipitación adicionales con registro continuo.	3 350															3 350
	Instalación de un centro de pronóstico.	3 000	3 000														3 000
	Instalación de 46 estaciones tipo Telemark.	1 380															1 380
Sobreexplotación de acuíferos	Costo anual de medición semestral en 175 pozos piloto de un acuífero con fuente alternativa.																* 2 124
	Instalar 36 pozos de observación en acuíferos sin fuente alternativa.	11 151	11 151														22 302
	Hacer mediciones en 446 pozos piloto de acuíferos sin fuente alternativa.																* 5 274
TOTAL		9 870	18 557	21 270	31 433	52 531	52 479	51 479	53 479	38 013	38 928	17 742	38 026	29 037	13 932		447 136
INVERSIÓN SARH		9 870	10 335	10 948	29 111	50 209	50 107	51 107	51 107	35 041	36 000	14 820	35 714	28 745			420 098
INVERSIÓN SAHOP		2 322	2 322	2 322	2 322	2 322	2 322	2 322	2 322	2 322	2 322	2 322	4 644	4 644	13 932		46 440

Nota: * valores anuales de operación y mantenimiento

CUADRO 1 Número de pozos recomendados para medición sistemática de la calidad del agua subterránea. Mediciones con frecuencia trimestral.

<u>Clave</u>	<u>Nombre del Valle</u>	<u>Número de pozos piloto recomendados.</u>
1-1	*Toluca e Ixtlahuaca	55
2-1	Zona de veda Bajío-Celaya	32
2-2	Valle de León y Río Turbio	30
2-3	San Luis de la Paz	3
2-4	Dr. Mora y San José Iturbide	14
2-5	Laguna Seca	20
2-6	*San Miguel Allende	5
2-7	*San Diego de la Unión	2
2-8	*Río de La Laja Margen Izq.	50
2-9	*San Felipe Torres Mochas	3
2-15	*San Fco. del Rincón y Lagos de Moreno	15
4-1	Morelia	3
4-2	Alvaro Obregón	4
4-3	Queréndaro	5
4-4	Corredor Atepaneo-Quirio	3
6-1	Ciénega de Chapala	3
7-1	Valle de Zamora	60
7-2	Lago de Chapala	3
7-3	*Zona de la Barca y Yurécuaro	1
12-1	Valle de Querétaro	14
12-3	*Valle de Tequisquiapan	30

* Valles con prioridad.

INDICE

	Pág.
1. INTRODUCCION	13
2. OBJETIVOS	14
3. NECESIDADES DE INFORMACION SEGUN LOS OBJETIVOS Y NIVELES DE ESTUDIO	14
4. DISEÑO DE LA RED	16
5. METODOS DE MEDICION Y TRANSMISION	20
6. ALMACENAMIENTO Y ACCESO A LA INFORMACION	30
7. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	32
BIBLIOGRAFIA	33

INDICE DE CUADROS

1	NUMERO DE ESTACIONES CLIMATOLOGICAS E HIDROMETRICAS DE LA REPUBLICA MEXICANA	22
2	DISTRIBUCION DEL NUMERO DE AÑOS DE MEDICION DE LA PRECIPITACION EN MEXICO.	25
3	DISTRIBUCION DEL NUMERO DE AÑOS DE MEDICION DEL ESCURRIMIENTO EN RIOS DE MEXICO.	26
4	NUMERO DE AREAS AFORADAS SEGUN SU EXTENSION.	27

INDICE DE LAMINAS

1	RELACION ENTRE COEFICIENTES DE CORRELACION Y LOS MESES DEL AÑO EN HOLANDA.	18
2	PLANO DEL RIO BEECH, EN LA CUENCA TENNESSE; LINEAS DE ISOCORRELACION BASADAS EN LA RELACION ENTRE EL MEDIDOR CLAVE Y TODOS LOS OTROS MEDIDORES.	18
3	COMPARACION DE LA PRECIPITACION MEDIA DIARIA PARA 5 Y 158 MEDIDORES. CUENCA DEL RIO WASHITA. USA.	20
4	COMPARACION DE LA PRECIPITACION MEDIA DIARIA PARA 10 Y 158 MEDIDORES. CUENCA DEL RIO WASHITA, USA.	20
5	CURVAS DE ALTURA DE PRECIPITACION -AREA PARA DIFERENTES DENSIDADES DE MEDIDORES. CUENCA DEL RIO WASHITA, USA	20
6	COMPARACION DE LA DENSIDAD DE ESTACIONES HIDROMETRICAS POR ESTADO DE LA REPUBLICA MEXICANA.	21
7	COMPARACION DE LA DENSIDAD DE ESTACIONES CLIMATOLOGICAS POR ESTADOS DE LA REPUBLICA MEXICANA.	23

RED HIDROLOGICA

elementos básicos

1 INTRODUCCION

El Plan Nacional Hidráulico encargó al Instituto de Ingeniería un estudio tendiente a conocer el estado de los estudios sobre redes de medición hidrometeorológica diseñadas con el objeto de conocer la disponibilidad de agua superficial. Los objetivos del trabajo eran:

- a) Conocer el estado actual de la red nacional de medición.
- b) Conocer las nuevas técnicas de análisis de las redes y los aparatos de medición utilizados en otros países, y sus posibles aplicaciones en México.
- c) Establecer conclusiones y hacer recomendaciones para el desarrollo de la red nacional.
- d) Formular sugerencias sobre los estudios de detalle convenientes para la aplicación en la práctica de las recomendaciones que se establecen en el punto C.

Para lograr los objetivos citados se desarrollaron tres actividades principales:

- a) Se revisó la información disponible sobre el

estado actual de la red hidrometeorológica nacional.

- b) Se estudió literatura de otros países sobre el diseño de redes hidrometeorológicas y la información sobre aparatos de medición existentes en el mercado.
- c) Se consultó a personas que utilizan la información hidrometeorológica sobre la clase de ésta que requieren para sus estudios.

En este informe se describen los resultados obtenidos en el estudio.

En el capítulo 2 se especifican los objetivos del estudio; en el tercero se señalan las necesidades de información asociadas a los diferentes objetivos y niveles de estudio; el capítulo 4 aborda la cuestión del diseño de la red en cuanto a la selección de las variables por medir y a cómo definir dichas mediciones en el espacio y en el tiempo para que sean representativas; el 5 trata sobre problemas de los aparatos de medición y la forma de transmisión; en el 6 se estudian los problemas asociados a la revisión de la información, el almacenamiento y la difusión de dicha información y, finalmente, en el capítulo 7, se formulan las conclusiones y algunas recomendaciones.

2. OBJETIVOS

La información que se obtenga de una red hidrometeorológica debe servir de base para la evaluación de los recursos hidráulicos disponibles y de los requerimientos de dichos recursos, para el diseño de las obras que permita su aprovechamiento y la operación de las mismas, y para la predicción de fenómenos poco comunes a fin de tomar a tiempo las medidas apropiadas. En México, las obras hidráulicas principales pueden clasificarse en:

Obras de aprovechamiento para riego, para generación de energía eléctrica, para abastecimiento de agua potable, y obras de control para evitar efectos perjudiciales causados por fenómenos extraordinarios.

2.1 Nivel de los estudios

El carácter, la cantidad, la calidad y el detalle de la información que se requiere para el estudio de estas obras, depende directamente del nivel a que dichos estudios se desarrollen y que puede ser de planeación, diseño y operación¹

Planeación: Los estudios de planeación deben permitir establecer una gama amplia de proyectos, determinar la factibilidad de los mismos, ordenar en el tiempo la ejecución de los que resulten factibles, y desechar aquellos que resulten incoercibles o no factibles. El proceso de planeación debe ser flexible para poder adaptarlo a nuevas políticas y objetivos.

Diseño: El nivel de los estudios de diseño debe ser tal que permita el dimensionamiento de las obras que se seleccionen en la etapa de planeación.

Operación: El mejor uso de las obras ya construidas requiere de estudios detallados que permitan una predicción, a corto y a mediano plazo, de los efectos a que estará sujeta. En este nivel resulta muy importante la rapidez en el flujo de la información.

2.2 Métodos de cálculo

Los estudios necesarios para la planeación, el proyecto y la operación de las obras hidráulicas pueden realizarse mediante diferentes modelos. A medida que dichos modelos son más complicados, permiten mayor exactitud, pero en general, requieren también de información más precisa. Por

consecuencia, la definición del detalle de la información que ha de recabarse debe tomar en cuenta la exactitud que se requiere en el estudio y los modelos deben ser congruentes con dicha exactitud.

2.3 Propósitos

En este trabajo se ha buscado exponer una metodología que permita definir los caminos apropiados para el diseño de la red nacional hidrometeorológica. Los principales puntos a resolver han sido:

Qué debe medirse, en cuántos y en cuáles puntos; cuánto tiempo y con qué frecuencia, con qué aparatos, cómo transmitir la información a los centros receptores, cómo filtrarla, comprobarla, almacenarla etc. y cómo publicarla o facilitar a los usuarios el acceso a ella.

Las respuestas a las preguntas anteriores han estado sujetas fundamentalmente a los siguientes condicionantes:

- Partir de la base que proporciona el estado actual de la red de medición, transmisión y almacenamiento de la información.
- Tomar en cuenta las limitaciones de presupuesto, personal, acceso a los sitios de medición, etc.
- Considerar los objetivos, el nivel de estudio requerido y diversos métodos de cálculo.
- Considerar asimismo las nuevas técnicas de medición.

3. NECESIDADES DE INFORMACION SEGUN LOS OBJETIVOS Y NIVELES DE ESTUDIO

En esta parte se hace un recuento de los principales conocimientos en que se basa la planeación, diseño y operación de las obras hidráulicas de aprovechamiento y control.

3.1 Planeación

Como ya se dijo, este nivel de estudios debe permitir una selección de las obras y la determinación del orden en que han de ejecutarse. Ello exige conocer los valores medios de la disponibilidad de aguas superficiales a nivel regional, y los índices de variación de dichos valores medios que permitan establecer las posibilidades de eventos extraordinarios que deben controlarse.

3.1.1 Planeación de aprovechamientos

En términos generales, los aprovechamientos

1. LANGBEIN, W B Stream gaging networks, Publication No. 58 of International Association for Scientific Hydrology, Rome 1954.

hidráulicos buscan adecuar el régimen de escurrimientos naturales al de las demandas, mediante el almacenamiento, en los lugares de mayor precipitación, del agua que sobra en la época de avenidas para utilizarla en la época de secas y trasladarla a los lugares de mayor demanda y menor disponibilidad. Estos aprovechamientos incluyen la construcción de obras derivadoras que permiten utilizar el agua antes de que llegue a los lugares bajos. La información hidrometeorológica que se requiere debe permitir conocer los valores de la precipitación pluvial y de los escurrimientos medios mensuales en las diferentes regiones de la República, las variaciones de estos valores durante varios años de registro y la duración de los periodos de sequía.

3.1.2 Planeación de las obras de control

La planeación de las obras de control y drenaje tiene por objeto evitar los efectos negativos que sobre los cultivos, las ciudades y todo tipo de obras pueden producir los eventos extraordinarios. La información debe permitir fundamentalmente: a) el análisis estadístico de los gastos máximos en la región; b) el conocimiento de las principales tormentas en las diferentes regiones. La información que se obtenga puede sintetizarse mediante las curvas altura de precipitación-área-duración, asociadas a cada tormenta, y c) la regionalización hidrometeorológica de la República.

3.2 Diseño

Los conocimientos necesarios para el dimensionamiento de las obras hidráulicas son cualitativamente los mismos que los requeridos en el nivel planeación, pero requieren un mayor grado de precisión y detalle. Es necesario poder estimar, para cada uno de los sitios posibles, la función de distribución de los valores mensuales de precipitación y escurrimiento, junto con la información de temperaturas y evaporaciones en la zona. Con base en estos conocimientos, se podrá simular el funcionamiento de las obras para los diferentes regímenes de escurrimiento posibles, y determinar su tamaño tomando en cuenta los factores económicos y los resultados de la simulación.

El conocimiento de la probabilidad de sequías prolongadas es importante en las obras de derivación para definir las demandas que puede satisfacer la obra. Esta información es también muy útil para definir las posibilidades de introducir cultivos de temporal en algunas zonas del país.

Para las obras de regulación y control de avenidas, se requiere conocer los gastos máximos ocurridos durante un periodo de registro suficientemente largo como para poder definir la función de distribución de los gastos máximos. La información de tormentas debe incluir los valores de lluvia máxima para duraciones semejantes al tiempo de concentración de la cuenca, por lo que en los diseños asociados a cuencas pequeñas es necesario contar con registros de pluviógrafos que permitan determinar las intensidades asociadas a duraciones pequeñas.

Dada la imposibilidad (por las restricciones presupuestarias) de registrar las avenidas en todas las cuencas pequeñas, se han utilizado métodos empíricos, desarrollados en otros países, con condiciones diferentes a las de México. Pero es menester desarrollar métodos específicos para cada zona y tipo de cuenca de la República. La calibración de esos métodos requiere de mediciones precisas de las variables hidrometeorológicas.

3.3 Operación

Para una buena operación de las obras, es menester, desde el punto de vista hidrometeorológico, contar con información que permita prever con anticipación los escurrimientos. La predicción puede lograrse mediante la aplicación de modelos matemáticos que relacionen las lluvias con los escurrimientos, y que permitan estimar estos a partir del conocimiento oportuno de aquellas.

El desarrollo de los modelos lluvia-escurrimiento ha seguido tres caminos principalmente, cada uno de los cuales permite un grado de aproximación diferente en la estimación y requiere de diferente grado de detalle en la información.

3.3.1 Métodos empíricos

La calibración y aplicación de estos métodos exige únicamente el conocimiento de las características físicas generales de la cuenca (área, longitud del cauce, etc) y de la precipitación. Se han desarrollado a base de mediciones que permiten determinar la relación entre la lluvia y el escurrimiento que produce. Los errores que resultan de la aplicación de estos métodos se deben fundamentalmente a las diferencias entre el tipo de tormenta y cuenca para la que fueron calibrados, y la cuenca a la que se pretenden aplicar los resultados. En México deben seleccionarse cuencas experimentales representativas de las diferentes regiones en las cuales se midan tanto lluvias como escurrimientos y se calibren métodos empíricos aplicables a cada región.

3.3.2 Modelos lineales

Están basados en el método del hidrograma unitario y requieren para su calibración del registro, lo más detallado posible, de la precipitación asociada a varias tormentas ocurridas en la cuenca y del escurrimiento provocado por ellas. Una vez calibrados, pueden utilizarse en la predicción a partir de los datos de precipitación. La precisión de los resultados depende básicamente de la exactitud con que se determine la lluvia media en la cuenca en la etapa de calibración, sobre todo cuando se hace la predicción.

3.3.3 Modelos conceptuales

Con estos modelos se busca simular las diversas fases del ciclo hidrológico, que incluye la precipitación, el proceso en la superficie y la interacción entre el agua superficial y la subterránea. Ellos requieren para su calibración, información detallada de las características de la lluvia, el escurrimiento superficial, las características del suelo, etc. Aun cuando son los más complicados y exigen más información, una vez calibrados son más precisos.

4. DISEÑO DE LA RED

Se tratará ahora del diseño de la red, de la selección de las variables que han de medirse con este propósito y de cómo definir dichas mediciones para que sean representativas, es decir se tratará de determinar:

Qué debe medirse. En cuántos y cuáles sitios. Cuánto tiempo y con qué frecuencia.

De acuerdo con los objetivos fijados para este trabajo, se analizará la información de las estaciones hidrométricas y climatológicas.

En términos generales, si se consideran los diferentes niveles de estudio, se puede decir que la información necesaria para el estudio de las obras hidráulicas puede clasificarse en:

- a) Aquella que permita reproducir la historia de los escurrimientos naturales en los cauces y de las láminas de lluvia que podrían ser aprovechadas directamente sin que pasen a formar parte de los ríos. Con esta información pueden definirse los recursos naturales de agua superficial en las diferentes regiones y, a partir de ello, simular el funcionamiento que tendrían las diversas alternativas de aprovechamiento. Este punto es importante sobre todo en el nivel de planeación y, por lo tanto, el detalle de esta información debe ser referido a valores medios en intervalos

de tiempo relativamente grandes (por ejemplo mensuales) y en cuencas principales.

Aun cuando los problemas de calidad del agua no sean asunto de este estudio, cabe señalar que existen modelos que permiten simular, a partir de esta clase de información, los efectos de las descargas de agua contaminada, de las características físicas de los cauces y de las obras que existan o se propongan.

- b) Información sobre lluvias y escurrimientos obtenida durante un periodo de medición suficientemente largo, que permita definir las características estadísticas del escurrimiento y la precipitación tanto de sus valores medios como extremos. Este tipo de información se aplica sobre todo en el nivel de diseño, tanto de obras de aprovechamiento cuanto de control.
- c) Información que permita establecer las relaciones entre las lluvias y los escurrimientos, lo que posibilita una mejor utilización de las obras existentes (nivel de operación) y el mejoramiento de los estudios de diseño, sobre todo para los puntos cuyo registro histórico de escurrimientos es corto.

4.1 Metodología

Considerando que la información recogida en las estaciones es limitada en el tiempo y generalmente puntual (en el capítulo 5 se tratará sobre las mediciones con radar que permiten obtener datos sobre una zona), los distintos métodos tratan de definir si las interpolaciones o extrapolaciones, tanto en el tiempo como en el espacio, satisfacen los determinados requisitos de precisión. Los métodos analizados pueden basarse en estudios de correlación o en la evaluación directa.

4.1.1 Métodos basados en estudios de correlación 2.3.4.3.

Con ellos se busca establecer el espaciamiento máximo entre dos estaciones, en función de un nivel mínimo de correlación entre los registros obtenidos en dichas estaciones. El nivel de correlación debe ser previamente seleccionado de acuerdo con la precisión deseada. El procedimiento se divide en los siguientes pasos.

1. STOL, PH 114 The relation efficiency of the density of rain gage networks, *Journal of Hydrology*, vol. 15, 1972.
2. HERSHFIELD, D M On the spacing of rain gages, Symposium, Design of Hydrological Networks, *Classification de Réseau Hydrologiques*, tomo I, 1965.

- Se obtienen registros simultáneos en una estación base y en varias estaciones localizadas a diferentes distancias de esta.
- Se calcula el índice de correlación entre los registros obtenidos en la estación base y cada uno de los registros de las estaciones auxiliares.
- Se establece gráficamente una función de liga entre el índice de correlación y la distancia entre estaciones.
- De la gráfica anterior se obtiene la distancia que corresponde al límite mínimo de correlación deseado.

En ciertas ocasiones la variación de la correlación es función de la dirección en que se mida la distancia entre estaciones, por lo que se debe establecer una distancia máxima en cada dirección.

Stol aplicó este método a los valores de lluvia mensual registrada en Holanda, con los resultados que se muestran en la lámina 1.

Hershfield utilizó la misma metodología en el río Beech, de la cuenca del Tennessee, para la estimación de la lluvia total ocasionada por una tormenta; los resultados de su trabajo se muestran en la lámina 4.2

4.1.1.1 Probablemente la versión más completa de esta clase de métodos es la desarrollada por Karasev⁴, utilizada más tarde por Villeneuve⁵ en el diseño de la red hidrométrica de Quebec. Considerando que la aplicación del método en México sería muy útil, se describen a continuación las bases del método y la secuencia para su aplicación.

La finalidad del método de Karasev es definir una densidad mínima de estaciones hidrométricas que permita, bajo un criterio de precisión prefijado, estimar por interpolación los gastos medios anuales en cualquier río. Como primer paso, deben establecerse regiones cuyas características geográficas e hidrológicas sean relativamente homogéneas y en seguida, determinar tres criterios de superficie:

- Una área mínima A_{min} , tal que cualquier cuenca menor que A_{min} es demasiado sensible a variaciones locales para que pueda utilizarse en las interpolaciones que se realicen en la región.
- Un criterio basado en la variabilidad en el espacio de los gastos medios anuales específicos

(por unidad de superficie) A_V , que permita asegurar que las diferencias entre los gastos específicos medidos sean en la mayoría de los casos (definida a través de un nivel de confianza) mayores que el error estándar atribuible a las mediciones. Esto es, dicho criterio debe expresar una superficie mínima para la cual los cambios en el gasto medio específico empiecen a ser significantes.

- Un criterio de superficie máxima A_{corr} , basado en la variabilidad en el tiempo y la correlación cruzada de los gastos medios específicos, que asegure una cierta precisión en la interpolación lineal de dichos gastos.

De acuerdo con estas bases, los criterios de superficie A_V y A_{corr} se definen para cada región como

$$A_V = \frac{2 K_1^2 q_{0\text{reg}} \epsilon_0^2}{V_{\text{reg}}}$$

- A_V Criterio de superficie mínima
 $q_{0\text{reg}}$ Gasto medio anual específico de la región
 V_{reg} Gradiente de los gastos medios específicos
 ϵ_0 Error estándar atribuible a las mediciones; generalmente se considera $\epsilon_0 = 0.05$
 K_1 Parámetro que define el nivel de confianza. Si el error en las mediciones se supone con distribución normal, K_1 es la variable estandarizada, y el nivel de confianza es el área bajo la función normal (0,1) entre los valores $\pm K_1$.

$$A_{corr} = \frac{(2K_2^2 - 1)^2 \epsilon_0^2}{a^2 \cdot C_V \text{reg}^2}$$

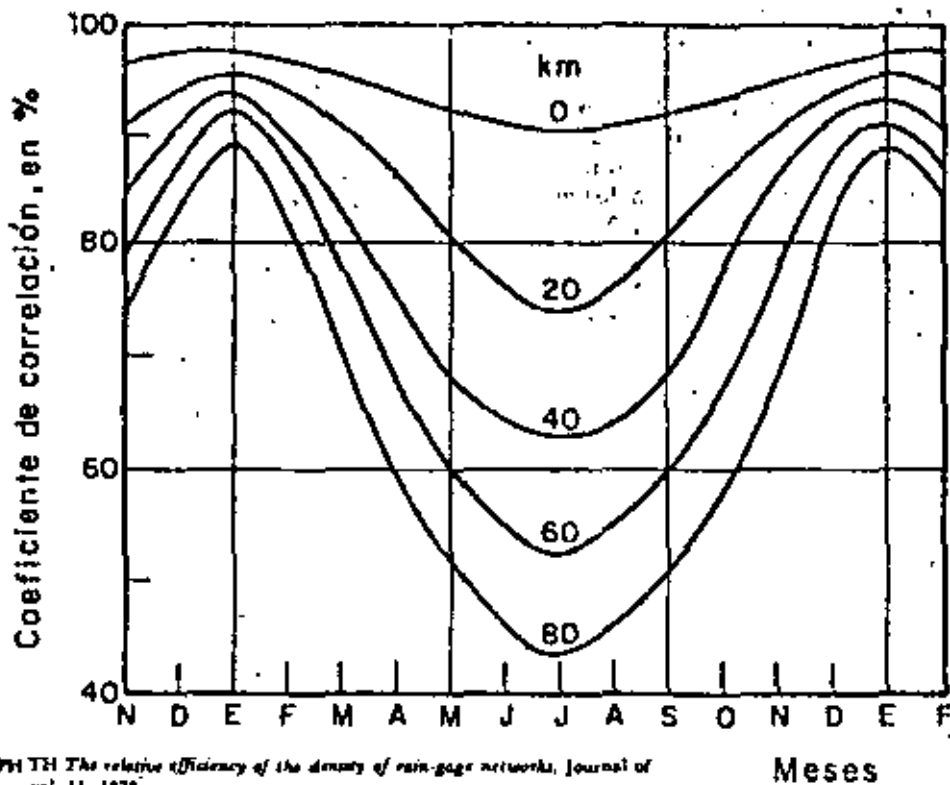
- donde
 A_{corr} Criterio de superficie máxima
 C_V Coeficiente de variación de los gastos medios específicos en la región
 a Parámetro definido como el inverso de la longitud para la cual la correlación entre los gastos medios específicos es nula
 $K_2 = \epsilon_0$ Máximo error permitido en la interpolación

4.1.1.2 Pasos para la aplicación del método de Karasev

- Se elige un periodo de registro común

4. KARASEV, I F Principles for distribution and Prospects for development of hydrologic network. Soviet Hydrology, No. 6, 1968.

5. VILLENEUVE, J P Méthodologie de rationalisation des réseaux hydrométriques, Bulletin de Sciences Hydrologiques, 1973.

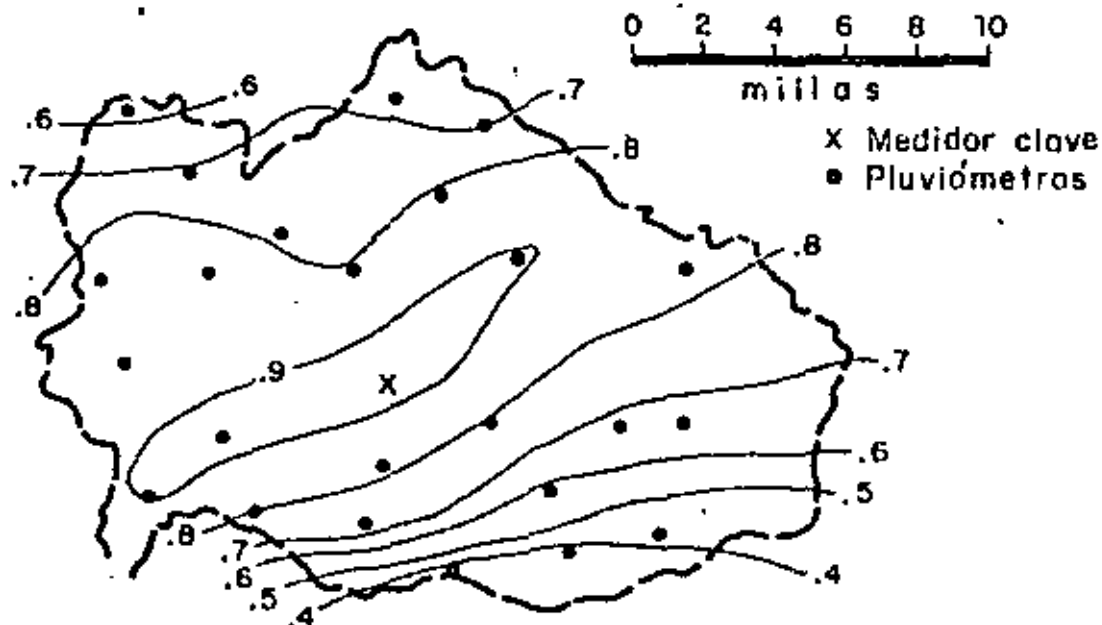


Fuente: STOL, PH TH The relative efficiency of the density of rain-gage networks, *Journal of Hydrology*, vol. 15, 1972

NOTA: LOS VALORES EN KM DE LOS PARAMETROS SON PARA LA DISTANCIA SEGUN LAS COORDENADAS DE LA CUADRICULA.

Lámina 1

RELACIONES ENTRE COEFICIENTES DE CORRELACION Y LOS MESES DEL AÑO EN HOLANDA



Fuente: HERSHFIELD, DM On the siting of rain-gages, *Symposium, Design of Hydrological Networks* Planification de Réseaux Hydrologiques, tome 1, 1965

Lámina 2

PLANO DEL RIO BEECH, EN LA CUENCA TENNESEE: LINEAS DE ISOCORRELACION BASADAS EN LA RELACION ENTRE EL MEDIDOR CLAVE Y TODOS LOS OTROS MEDIDORES

II. Para cada subcuenca considerada (debe cuidarse que los valores utilizados estén referidos a la cuenca propia y sean asignados al centro de gravedad de la misma), se calcula:

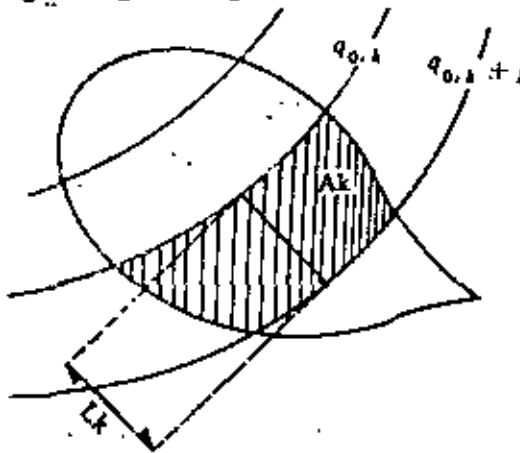
- El área de la cuenca propia, A_j
- El gasto medio en el periodo $2q_{0j}$
- El gasto medio específico en el periodo Q_{0j}
- El coeficiente de variación de los gastos medios anuales específicos (C_{vj}) y la desviación estándar de los mismos (σ_{vj})

III. Se traza un mapa de valores iguales de q_{0j} (isoescurrencias específicas)

- Se calcula el gradiente de isoescurrencias específicas, basándose en el mapa y en la fórmula

$$\nabla_j = \frac{1}{A_j} \sum_{K=1}^n \frac{[q_{0, s+1} - q_{0, s}] A_K}{L_K}$$

según la siguiente figura



IV. Se establecen zonas relativamente homogéneas, tomando en cuenta los valores σ_j , C_{vj} y ∇_j

V. Para cada zona definida en la etapa anterior, se calcula:

- El coeficiente de correlación cruzada entre todas las cuencas aforadas $\rho_q(l)$, donde l es la distancia entre cuencas, para ajustar una recta del tipo

$$\rho_q(l) = 1 - \frac{l}{L_0}$$

y obtener

$$\sigma = \frac{1}{L_0}$$

$$b) q_{0reg} = \frac{1}{A_{reg}} \sum q_{0j} \cdot A_j$$

$$c) \sigma_{freg} = \frac{1}{A_{reg}} \sum \sigma_{vj} \cdot A_j$$

$$d) C_{Vreg} = \frac{\sigma_{freg}}{q_{0reg}}$$

$$e) \nabla_{reg} = \frac{1}{A_{reg}} \sum \nabla_j \cdot A_j$$

VI. Se calcula A_{∇} , para diferentes valores de K_1 , y se muestran los resultados en una gráfica

VII. Se repite el procedimiento con A_{corr} y K_2

VIII. Se seleccionan K_1 y K_2 de acuerdo con los siguientes criterios:

a) Para K_1

Si se quiere que las diferencias entre los gastos específicos sean en el 67% de los casos mayores que el error estándar propio de las mediciones, $K_1 = 1$

Si se quiere que lo sean en el 80% de los casos, $K_1 = 1.3$

Si se quiere que lo sean en el 90% de los casos, $K_1 = 1.65$

Si se quiere que lo sean en el 95% de los casos, $K_1 = 1.96$

b) Para K_2

Si se requiere una precisión del 5% en la interpolación lineal de los gastos medios anuales, $K_2 \cdot \sigma_q = 0.05 \therefore K_2 = 1$

Si se requiere una precisión de 10%, $K_2 \cdot \sigma_q = 0.10 \therefore K_2 = 2$

IX. Seleccionados K_1 y K_2 , se obtienen las áreas correspondientes A_{∇} y A_{corr}

X. Se distribuyen las estaciones hidrométricas de tal manera que las áreas que cubran (A_{opt}) satisfagan la relación

$$A_{min} < A_{\nabla} < A_{opt} < A_{corr}$$

4.1.2 Método de evaluación directa^{6,7,8}

El método consiste en realizar un análisis de sensibilidad de los resultados obtenidos en los estudios que se realizan comúnmente con la información (cálculo de las curvas altura de precipitación-área-duración, deducción de datos faltantes, cálculo de curvas de isoescurrimiento anual, etc.). Enseguida se comparan los resultados que se obtendrían de una red muy densa con los que se obtendrían si el número de estaciones fuese disminuyendo.

Nicks aplicó esta idea al cálculo de precipitaciones medias diarias y curvas altura de precipitaciones medias diarias y curvas altura de precipitación-área, en una cuenca de Oklahoma. Algunos de los resultados que obtuvo se muestran en las láminas 3, 4 y 5.

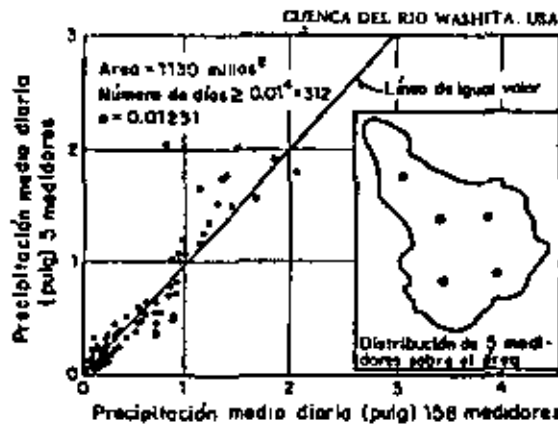


Lámina 3 COMPARACION DE LA PRECIPITACION MEDIA DIARIA PARA 5 Y 156 MEDIDORES. CUENCA DEL RIO WASHITA, USA.

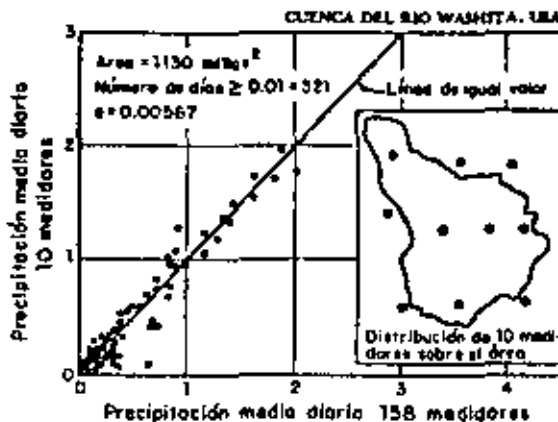


Lámina 4 COMPARACION DE LA PRECIPITACION MEDIA DIARIA PARA 10 Y 156 MEDIDORES. CUENCA DEL RIO WASHITA, USA.

Aun cuando el segundo método implica la determinación previa del procedimiento de análisis

que deberá aplicarse en cada problema, es más general y puede ser aplicado a cualquier tipo de información. El primer método se ha utilizado preferentemente para definir la red hidrométrica, probablemente porque para deducir los registros en un sitio no aforado, las técnicas basadas en la correlación con los datos obtenidos en otras estaciones son más usuales; sin embargo, aun en el caso de los registros hidrométricos, el primer método no toma en cuenta la posibilidad de deducir los datos faltantes a partir de las características fisiográficas y de precipitación.

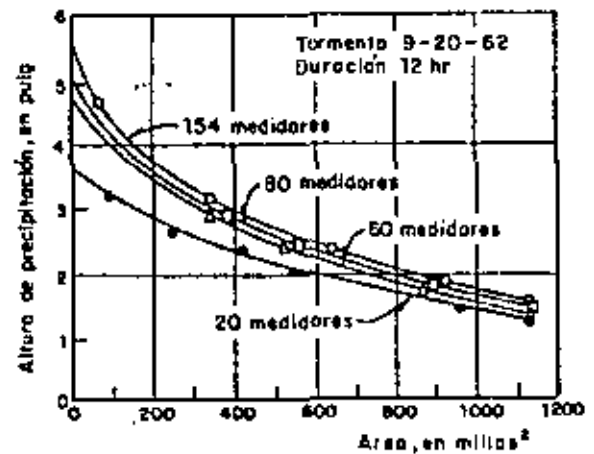


Lámina 5 CURVAS ALTURA DE PRECIPITACION-AREA, PARA DIFERENTES DENSIDADES DE MEDIDORES. CUENCA DEL RIO WASHITA, USA.

Para establecer los intervalos entre mediciones (o bien la relación entre el número de estaciones de medición continua y el número de estaciones de medición periódica) y el tiempo de duración de la estación en un sitio (número de años de registro), puede utilizarse también el método de evaluación directa.

Para aclarar ideas, se presentan a continuación ejemplos de algunos análisis que se utilizan en los estudios encaminados al conocimiento de los puntos a, b, y c de este capítulo, y de la manera en que se aplicaría el método de evaluación directa.

1. Conocer la distribución de los volúmenes mensuales escurridos en las diferentes estaciones de aforo.

6. NICKS, D.A. *Field evaluation of rain gage network principles*, World Meteorological Organization Design of Hydrological Networks, 1962.

7. SRINKAPATIBULAYA, S. *Study of rain-gage networks over the central plain of Thailand*, United Nations, World Meteorological Organization Seminar and Hydrologic Networks and Methods, held at Bangkok, 1959.

8. KAWABATA, Y. *On adequate rainfall stations for small basins*, United Nations, World Meteorological Organization Seminar on Hydrologic Networks and Methods, held at Bangkok, 1959.

En este caso se tratará de conocer el número de años de registro necesario para poder definir las funciones de distribución. El método directo se aplica utilizando un número variable de años de registro, n ; para cada valor de n se calcularía la función de distribución de probabilidad de los volúmenes mensuales y se podría definir un número de años tal que, para valores de n mayores, las funciones de distribución obtenidas no cambien de manera significativa.

2. Completar registros de volúmenes mensuales en un sitio.

En este caso, el análisis más común consiste en establecer correlaciones con los registros de volúmenes mensuales en otras estaciones. El método se aplicaría a los años para los que sí se cuenta con aforo, y permitiría saber si las correlaciones son suficientemente buenas (en cuyo caso puede pensarse en prescindir de la estación), o bien si las correlaciones no son aceptables y se requiere mantener la estación.

3. Determinar las isoyetas mensuales en diferentes regiones de la República.

Para este problema las interpolaciones se harían variando la densidad de estaciones hasta establecer un número por arriba del cual el cambio en la definición de las isoyetas no sea apreciable, o bien llegar a la conclusión de que el número actual es insuficiente.

4. Calcular las curvas altura de precipitación-Área-duración.

El método de evaluación directa se aplicará obteniendo las curvas con los métodos usuales, haciendo variar primero el número de pluviómetros, con lo cual se obtendría el número necesario de estos, y luego el número de pluviógrafos para definir la densidad de estos.

4.1.3 Análisis teóricos

Los problemas principales de los métodos que se han descrito radican en que su aplicación requiere que las mediciones se hayan realizado por lo menos durante un año, y en que no se tiene una base para la extrapolación de los resultados. Una manera posible de disminuir este problema es seguir el camino desarrollado por Benson⁹, quien buscó establecer una relación entre la densidad de aparatos y los factores más importantes para su determinación (clima, topografía, tipo de precipitación, densidad de población, desarrollo agrícola, etc). Sin embargo, quedan por establecer los indicadores correctos que permitan

definir numéricamente a estos factores. Algunos autores^{9,10} han tratado de definir parámetros que describan numéricamente los factores que determinan la distribución de la lluvia; las bases del método que pertenece al grupo de correlaciones, son las siguientes:

Considérese una región en la que la probabilidad de que el centro de una tormenta esté en un punto independiente de la situación del mismo. En estas condiciones, la altura de lluvia es una función de la distancia al centro de la tormenta $h(d)$, y la correlación entre los valores de la precipitación en dos estaciones es una función $\rho(r)$ de la distancia que las separa.

Para poder caracterizar la estructura de la lluvia se deben solucionar dos problemas:

- 1) Definir qué clase de función es $\rho(r)$
- 2) Definir cómo se deben estimar los parámetros de dicha función.

Respecto al primero, la práctica general es suponer que la función es de tipo exponencial, es decir que

$$\rho(r) = e^{-kr}$$

con lo que la caracterización se reduce a la estimación de k .

El segundo problema es de más difícil solución pues, en general, si se estima el valor de k con los registros de estaciones cercanas, se obtiene un resultado diferente que si se estima con estaciones más alejadas.

La limitación más importante del método radica en que la caracterización que se propone es aplicable a tormentas aisladas, y por ello es aplicable sólo a problemas particulares en los que la variable más importante es precisamente la distribución de la lluvia producida por tormentas aisladas.

Una manera más sencilla de caracterizar la variación de la precipitación en el espacio, es mediante el coeficiente de variación de los valores registrados durante un periodo común. Ahuja¹¹

9. BENSON, M A Allocation of stream gaging stations within a country, Symposium, Design of Hydrologic Network, Planification des Réseaux Hydrologiques, tome I, Quebec, 1965

10. RODRIGUEZ-ITURBE, I Y MEJIA M J The design of rainfall networks in time and space, Department of Civil Engineering, Massachusetts Institute of Technology, Report 176, 1973.

11. AHUJA, F R Planning of a precipitation network for water resources development in India, World Meteorological Organization Seminar on Hydrologic Networks and Methods held at Bangkok, 1959.

recomienda definir la densidad de la red de estaciones pluviométricas mediante la fórmula

$$N = \left[\frac{C_v}{p} \right]^2 \quad (3)$$

donde

- N Número de estaciones necesarias
 C_v Coeficiente de variación de los valores de precipitación registrados en las estaciones
 p Grado de error admitido (en porcentaje) en la estimación de la precipitación media

Este método de estimación tiene la ventaja de que puede ser aplicado a la precipitación asociada a cualquier duración.

4.2 Análisis del estado actual de la red hidrometeorológica

Debido a que la información hidrometeorológica se colecta y procesa en diferentes dependencias, es muy difícil conocer con exactitud cuál es el estado actual del total de estaciones meteorológicas y, más difícil aún, saber cuál ha sido su desarrollo en el tiempo. La información que se analiza en este capítulo fue obtenida de un estudio realizado para la Secretaría de Obras Públicas¹², y fue verificada en algunos estados de la República. Se llegó a la conclusión de que es confiable, por lo que se utilizó

12. SECRETARÍA DE OBRAS PÚBLICAS *Modelos de análisis de las características de la precipitación y de las condiciones de la cuenca, para obtener criterios de diseño de estructuras de cruce y drenaje de carreteras*, Informe General elaborado por Planación, Administración y Sistemas, S.C. para la Secretaría de Obras Públicas, 1973.

No. ESTADO	No. DE ESTACIONES CLIMATOLÓGICAS						No. DE ESTACIONES HIDROMÉTRICAS					
	1950		1960		1970		1950		1960		1970	
	1	2	1	2	1	2	3	4	3	4	3	4
1 AGUASCALIENTES	18	1	22	1	28	1	6	1	8	1	11	2
2 B. CALIFORNIA	25	1	54	2	55	8	4	0	6	1	9	4
3 B. CALIF. SUR	25	5	52	3	56	8	1	0	2	0	2	1
4 CAMPECHE	16	2	24	2	32	3	0	0	2	0	2	1
5 COAHUILA	29	5	44	4	41	4	14	5	17	7	16	4
6 COLIMA	13	2	18	3	22	5	1	0	2	1	4	3
7 CHIAPAS	53	2	104	12	175	36	8	1	26	10	89	60
8 CHIHUAHUA	42	4	90	3	140	7	12	5	25	8	29	14
9 DISTRITO F.	19	2	43	8	54	14	1	0	2	0	4	1
10 DURANGO	37	5	52	6	83	10	11	3	24	10	27	12
11 GUANAJUATO	45	4	57	4	84	8	16	1	23	2	25	2
12 GUERRERO	28	2	70	17	112	23	4	1	32	9	42	20
13 HIDALGO	40	2	47	2	66	13	14	16	20	10	25	13
14 JALISCO	110	5	150	8	170	16	28	8	53	30	67	42
15 ESTADO MEXICO	61	3	109	12	173	25	30	4	58	14	82	28
16 MICHOACAN	76	2	99	8	132	14	39	10	51	17	68	30
17 MORELOS	19	0	21	2	36	2	6	0	14	4	16	6
18 NAYARIT	15	3	25	2	44	5	5	3	13	9	21	17
19 NUEVO LEON	35	16	68	15	67	11	9	5	16	8	26	3
20 OAXACA	63	6	137	20	184	29	13	3	37	18	46	24
21 PUEBLA	52	3	101	9	132	10	16	7	58	31	73	35
22 QUERETARO	18	1	21	1	25	2	9	3	8	3	8	2
23 QUINTANA ROO	8	1	21	2	27	3	2	1	1			1
24 SAN LUIS POTOSI	24	2	73	2	103	6	2	1	17	2	22	9
25 SINALOA	32	2	58	5	98	11	15	5	55	9	39	8
26 SONORA	55	30	70	3	102	11	16	7	21	10	32	17
27 TABASCO	16	4	21	5	42	10	8	1	12	2	16	6
28 TAMAULIPAS	35	10	64	11	87	15	13	5	21	7	31	14
29 TLAXCALA	13	2	9	1	28	3	0	0	2	0	4	1
30 VERACRUZ	60	10	137	16	195	22	26	10	46	24	60	41
31 YUCATAN	23	4	27	4	37	7	0	0	0	0	0	0
32 ZACATECAS	37	1	46	1	54	3	8	1	14	6	16	7
Total de estaciones	1134	113	1908	192	2688	545	334	99	666	254	907	432

1 Pluviómetros

2 Pluviógrafos

3 Escalas

4 Lunetas

Cuadro 1

NUMERO DE ESTACIONES CLIMATOLÓGICAS E HIDROMÉTRICAS DE LA REPUBLICA MEXICANA

para elaborar todos los cuadros que aparecen en este capítulo.

En el cuadro 1 se presenta el número de estaciones climatológicas e hidrométricas, con registro periódico o continuo, para todos los estados de la República, en los años 1950, 1950 y 1970. Se puede apreciar que, salvo los estados de Coahuila, Nuevo León, Querétaro y Tlaxcala, la evolución del número de estaciones, así como la relación entre registros periódicos y continuos, ha sido favorable, pues se tiene un crecimiento sostenido del número de estaciones y de la relación pluviógrafos a pluviómetros o limnigrafos a escalas.

Además, con el número actual de estaciones se han podido establecer análisis confiables de precipitaciones medias mensuales y, pese a algunos problemas derivados de la dificultad de contabilizar los escurrimientos en las zonas de planicie cercanas a la costa, se han hecho estudios, a nivel nacional, de evaluación de la disponibilidad potencial media anual del escurrimiento superficial y de la variabilidad espacial y temporal del mismo¹³.

La organización Meteorológica Mundial¹⁴ ha formulado algunas recomendaciones relativas a la densidad de estaciones requerida para diferentes regiones. Aun cuando en estas recomendaciones no se tomen en cuenta muchos factores, se puede establecer, con base en ellas, que desde el punto de vista del número de estaciones climatológicas, los estados más deficientes son Durango, Nayarit, Guerrero, Oaxaca y Coahuila. Desde el punto de vista de estaciones hidrométricas, la situación es mejor si no se considera Yucatán, donde no ocurren escurrimientos superficiales.

Langbein¹ propone recomendaciones para la densidad mínima de estaciones en relación con la densidad de población. En las láminas 6 y 7 se muestran los valores mínimos recomendados y la situación en que se encuentran los estados de la República respecto a dichas recomendaciones. Observando las figuras, pueden hacerse los siguientes comentarios:

- a) La red pluviométrica sigue sensiblemente la tendencia de los mínimos recomendados, pero queda muy por debajo del mínimo el estado de Coahuila.
- b) La red hidrométrica ha sido demasiado influenciada por la densidad de población, por lo que, si se llegara a establecer una política de distribución de población que modificara los patrones actuales, no se contaría con información suficiente sobre la disponibilidad

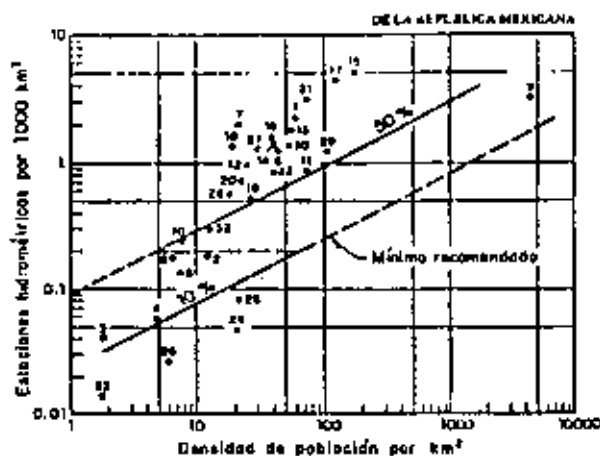


Lámina 6 COMPARACIÓN DE LA DENSIDAD DE ESTACIONES HIDROMÉTRICAS POR ESTADOS DE LA REPÚBLICA MEXICANA

de agua. Los estados donde la densidad de estaciones es más deficiente respecto a las recomendaciones son: Quintana Roo, San Luis Potosí, Sinaloa y Sonora.

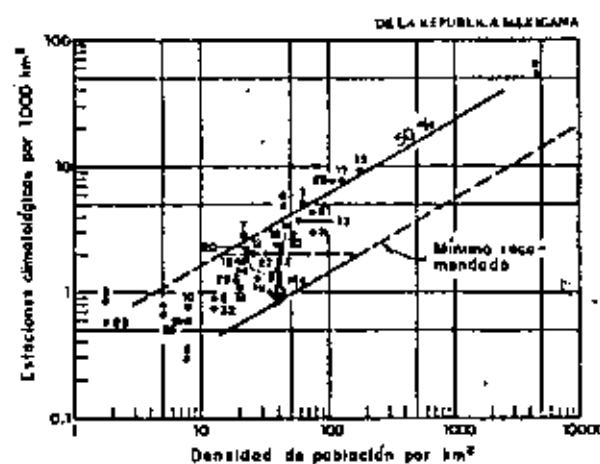


Lámina 7 COMPARACIÓN DE LA DENSIDAD DE ESTACIONES CLIMATOLÓGICAS POR ESTADOS DE LA REPÚBLICA MEXICANA

Pese a que la evolución del número de estaciones ha sido favorable, apenas en años recientes se ha logrado tener una red básica suficiente, por lo que, si se analiza el periodo de registro de las diferentes estaciones (cuadros 2 y 5) se puede ver que la longitud de los mismos es aún insuficiente. Por otra parte, el cuadro 4 muestra que la mayor parte de

13. ORTEGA GIL, E. Disponibilidad de agua superficial en la República Mexicana, ponencia presentada en el III Congreso Nacional de Hidráulica, 1974.

14. WORLD METEOROLOGICAL ORGANIZATION Guide to Hydrometeorological Practice, World Meteorological Organization No. 148, T P 63, Ginebra, 1970.

Las estaciones hidrométricas aforan cuencas de más de 10 000 km² y que, en cambio, existen pocas estaciones en cuencas pequeñas, por lo que las estimaciones de los escurrimientos en éstas últimas tienen que hacerse, en la mayoría de los casos, con métodos empíricos calibrados en otras regiones del mundo.

4.3 *Lineamientos para el desarrollo de la red*

Teniendo en consideración las necesidades de información, los métodos de análisis disponibles en la bibliografía desarrollada sobre el tema y el estado actual de la red de medición, se pueden establecer los lineamientos para el desarrollo de la red nacional de medición, lineamientos que toman en cuenta los distintos niveles de estudio para los que se utilizarán los datos colectados.

4.3.1 Red hidrométrica

De acuerdo con los niveles de estudio requeridos y del grado de detalle necesario asociado a dicho nivel, conviene dividir la red hidrométrica nacional en los siguientes términos:

4.3.1.1 Red hidrométrica base

El objetivo principal de esta red es el conocimiento de los fenómenos de escurrimiento a largo plazo y de las diferencias entre las distintas zonas del país, de tal manera que se conozca globalmente la disponibilidad de agua en cualquier parte. Como la aplicación de los datos de esta red tendrá lugar fundamentalmente en la planeación, el diseño habrá de tomar en cuenta las características de variabilidad del fenómeno, pero deberá evitarse que esté influenciado por las presiones derivadas de los desarrollos actuales y futuros, porque de lo contrario se impide la flexibilidad en la planeación y, por ello, la posibilidad de adecuarla a los cambios. De los métodos que han venido desarrollándose en diferentes países, el de Karasev es el más recomendable para México, debido a que permite definir una densidad de estaciones que conduce a un conocimiento adecuado de los gastos anuales medios, evitando tener información repetida. Las estaciones básicas deberán operar durante un periodo lo más largo posible.

La información que se colecte en la red base permitirá contar con información hidrométrica suficiente para determinar, mediante estudios de planeación, las líneas de desarrollo futuro en las diferentes regiones y las necesidades de información detallada para los estudios de diseño.

4.3.1.2 Red hidrométrica para estudios de diseño

El desarrollo de esta red deberá estar ligado a las necesidades de información específicas asociadas a los problemas particulares de cada región. Una red exhaustiva que midan con detalle todos los parámetros asociados al diseño de aprovechamientos en cada región resulta imposible debido a las limitaciones prácticas de presupuesto, personal, etc. Teóricamente, el problema debería abordarse con un análisis de costos y beneficios que considere que:

- a) Mientras mayor sea la cantidad de información de que se disponga para el diseño, la precisión de las estimaciones será mayor, los coeficientes de seguridad pueden reducirse y, por lo tanto, los costos.
- b) Para poder contar con más información, se requiere invertir en aparatos de medición, instalaciones y operadores.

Aun cuando el planteamiento del problema en los términos anteriores es sencillo, su solución es prácticamente imposible, sobre todo por lo que se refiere al punto a).

Mientras no pueda definirse de manera clara una función que determine los beneficios derivados de una mayor información, lo más práctico es definir directamente la inversión que habrá de destinarse a la instalación de estaciones en cada región, con ayuda de las recomendaciones de la WMO¹⁴ y de las establecidas en las láminas 6 y 7. Para que la inversión resulte lo más benéfica posible, conviene tomar en cuenta la idea de Langbein¹, en virtud de la cual, conforme el número de años de operación de una estación aumenta, la ganancia en información disminuye. Por ello habrá que correlacionar los registros de las estaciones para diseño con los de la estación básica más cercana, y trasladar la primera a otro sitio en el momento en que la correlación se juzgue suficiente.

4.3.1.3 Red hidrométrica para propósitos específicos

En el caso de la red para propósitos específicos, no pueden darse reglas concretas para definir la densidad de la red. En cada oportunidad habrá que determinar la variable o variables más importantes, y definir, ya sea mediante el método de evaluación directa, o bien extrapolando resultados de regiones similares, el número adecuado de estaciones. En esta red deberán considerarse las estaciones para investigación (cuencas pequeñas, cuencas urbanas, etc.), y las de operación.

ESTACIONES CON PLUVIOGRAFOS

No. años de Observación República Mexicana	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26
Número de estaciones	38	49	57	66	95	93	103	119	125	117	144	156	154	70	66	89	95	106	112	80	50	37	60	83	57	45
Porcentaje de estaciones	1.2	1.6	1.8	2.1	3.1	3.0	3.3	3.8	4.0	3.8	4.6	5.0	5.0	2.9	2.1	2.9	3.1	3.4	3.1	2.6	1.6	1.2	1.9	2.7	1.8	1.5
No. años de observación	27	28	29	30	31	32	33	34	35	36	37	38	39	40	41	42	43	44	45	46	47	48	49	50	51	52
Número de estaciones	33	36	67	81	85	65	40	32	29	21	18	22	12	11	14	11	7	15	13	50	28	16	16	27	23	61
Porcentaje de estaciones	1.1	1.2	2.2	2.6	2.7	2.1	1.3	1.0	0.9	0.7	0.6	0.7	0.4	0.4	0.5	0.4	0.2	0.5	0.4	1.6	0.9	0.5	0.6	0.9	0.7	2.0

El promedio nacional del número de años de observación es 19.6

ESTACIONES CON PLUVIOMETROS

No. años de observación	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	
Número de estaciones	11	12	9	22	56	23	24	36	20	27	29	14	7	14	6	10	12	10	9	13	7	5	1	3	7	2	
Porcentaje de estaciones	2.5	2.7	2.0	4.9	8.1	5.1	5.4	8.1	4.5	6.0	6.5	3.1	1.6	3.1	1.3	2.2	2.7	2.2	2.0	2.9	1.6	1.1	0.2	0.7	1.6	0.4	
No. años de observación	27	28	29	30	31	32	33	34	35	36	37	38	39	40	41	42	43	44	45	46	47	48	49	50	51	52	
Número de estaciones	4	4	1	—	3	5	—	2	—	—	—	—	—	1	—	2	—	—	1	2	2	3	2	0	2	8	36
Porcentaje de estaciones	0.9	0.9	0.2	—	0.7	1.1	—	0.4	—	—	—	—	—	0.2	—	0.4	—	—	0.2	0.4	0.4	0.7	0.4	—	0.4	1.8	8.1

El promedio nacional del número de años de observación es 16.4

Cuadro 2

DISTRIBUCION DEL NUMERO DE AÑOS DE MEDICION DE LA PRECIPITACION EN MEXICO

ESTACIONES CON ESCALA

No. años de observación:	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25
Número de estaciones	29	40	42	57	52	58	40	61	68	51	57	39	42	36	45	41	35	33	50	39	22	28	19	26	21
Porcentaje de estaciones	2.4	3.5	3.4	4.7	4.3	3.2	3.3	5.0	5.6	4.2	4.7	3.2	3.4	2.9	3.7	3.4	2.9	2.7	4.1	3.2	1.8	2.3	1.6	2.1	1.7
	26	27	28	29	30	31	32	33	34	35	36	37	38	39	40	41	42	43	44	45	46	47	48	49	50
Número de estaciones	20	12	17	7	17	15	10	10	7	12	9	7	4	5	6	2	11	7	2	4	5	2	—	—	5
Porcentaje de estaciones	1.6	1.0	1.4	0.6	1.4	1.2	0.8	0.8	0.6	1.0	0.7	0.6	0.3	0.4	0.5	0.2	0.9	0.6	0.2	0.3	0.4	0.2	—	—	0.4
	51	52	53	54	55	56	57	58	59	60	61	62	63	64	65	66	67	68	69	70	71	72	73		
Número de estaciones	5	1	—	1	1	1	—	—	—	—	—	—	1	—	—	1	—	—	—	1	—	—	—	2	
Porcentaje de estaciones	0.4	0.1	—	0.1	0.1	0.1	—	—	—	—	—	—	0.1	—	—	0.1	—	—	—	0.1	—	—	—	0.2	

Promedio nacional del número de años de observación = 13.9 años

ESTACIONES CON LIMNIGRAFO

No. años de observación:	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25
Número de estaciones	7	17	53	27	17	24	22	35	26	24	36	37	12	20	24	21	17	15	13	16	4	9	8	9	7
Porcentaje de estaciones	1.3	3.2	6.2	5.0	3.2	4.5	4.1	6.5	4.9	4.5	6.7	6.9	2.2	3.7	4.5	3.9	3.2	2.8	2.4	3.0	0.7	1.7	1.5	4.5	4.7
	26	27	28	29	30	31	32	33	34	35	36	37	38	39	40	41	42	43	44	45	46	47	48	49	50
Número de estaciones	8	6	2	2	6	3	6	3	4	2	3	2	1	1	—	—	5	1	1	1	1	—	—	—	—
Porcentaje de estaciones	1.5	1.1	0.4	0.4	1.1	0.6	1.1	0.6	0.7	0.4	0.6	0.4	0.2	0.2	—	—	0.6	0.2	0.2	0.2	0.2	—	—	—	—
	51	52	53	54	55	56	57	58	59	60	61	62	63	64	65	66	67	68	69	70	71	72	73		
Número de estaciones	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
Porcentaje de estaciones	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—

Cuadro 3

DISTRIBUCION DEL NUMERO DE AÑOS DE MEDICION DEL
ESCURRIMIENTO EN RIOS DE MEXICO

Km ²	No se Conoce	0	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100	200	300	
		10	20	30	40	50	60	70	80	90	100	200	300	400	
No. estaciones Total nacional	392	136	17	11	12	11	3	9	6	6	5	70	51	42	
Km ²	400	500	600	700	800	900	1 000	10 000	50 000	100 000	Mayor				
	500	600	700	800	900	1 000	10 000	50 000	100 000	500 000	500 000				
No. estaciones Total nacional	37	20	24	19	15	11	543	72	16	8	5				

Cuadro 4

NUMERO DE AREAS AFORADAS, SEGUN SU EXTENSION

4.3.2 Red pluviométrica

En este caso es más difícil establecer la diferencia entre la red básica y la de diseño. En la literatura referente a la práctica seguida en otros países no se encuentran métodos que permitan definir una u otra. Probablemente la única manera de diferenciarlos sea definiendo a la primera (la red básica) como aquella cuyo objetivo principal consiste en conocer la distribución de la lluvia anual media.

4.3.2.1. Red pluviométrica base

Si se acepta la definición anterior, la densidad de la red básica por regiones puede obtenerse mediante la ecuación (3).

$$N = \left[\frac{C_v}{v} \right]^2$$

en la que C_v sea el coeficiente de variación de la precipitación total en un año cualquiera.

4.3.2.2. Red pluviométrica para diseño

Para definir la densidad de esta red, también puede utilizarse la ecuación (3), pero habrán de tomarse en cuenta los principales problemas de cada región para definir el parámetro del que deba calcularse el coeficiente de variación.

4.3.2.3. Red pluviométrica para propósitos específicos

En la definición de la densidad de esta red, como en el caso de la hidrométrica, debe aplicarse el método de evaluación directa a la característica de la lluvia que sea más útil para el problema.

5. METODOS DE MEDICION Y TRANSMISION

En los capítulos anteriores se ha hablado de los requerimientos de información para la realización de los estudios a diferentes niveles. Con arreglo al análisis de estos requerimientos, pueden ponerse en relieve los siguientes puntos:

1. Se requiere que la información con la que se trabaja sea confiable.
2. Existen algunas lagunas en la red nacional básica, debido principalmente a la dificultad del acceso a algunos puntos importantes para la medición.
3. Por muy vasta que sea la red básica, es insuficiente para conocer la distribución en el

espacio de tormentas aisladas, lo cual es importante sobre todo para la operación.

4. Para una buena operación se requiere un sistema que permita centralizar la información con suficiente anticipación para que pueda utilizarse en la toma de decisiones.

En este capítulo se analizará el problema de faltas en los registros y las posibilidades de aplicación de las nuevas técnicas de medición y transmisión de la información en las zonas de difícil acceso, o en los problemas de operación para los que se cuenta con poco tiempo para tomar decisiones.

5.1 Situación actual

Del análisis del número de estaciones existentes y de su distribución en la República, se concluye que, al menos para la etapa de planeación, la red es suficiente (ver informe preliminar). Estas conclusiones parten del supuesto de que las mediciones que se realizan en las estaciones actuales son correctas. Sin embargo, cuando se trabaja con esa información, ocurre con cierta frecuencia que los registros son defectuosos o inconsistentes. Los errores principales que se observan son:

- a) Registros de pluviógrafos en los que el cero de la escala no está bien calibrado.
- b) Registros de pluviógrafos en los que la plumilla cae antes de llegar al nivel máximo, o bien no baja hasta el nivel mínimo cuando el depósito se vacía.
- c) En algunas ocasiones, los valores de lluvia registrados en 24 horas no parecen ser consistentes entre sí, lo que hace pensar en posibles errores de medición.
- d) En muchas ocasiones no se aforan los valores máximos de gasto en las avenidas en las estaciones hidrométricas.
- e) Los aforos realizados no permiten reproducir las curvas elevaciones-gasto asociadas a algunas avenidas en particular.
- f) Algunas veces, la cota del nivel cero del limnógrafo está referida a algún banco arbitrario y no es posible relacionarla con la topografía del cauce.

Considerando que, en la mayoría de los casos, la detección de los errores señalados puede hacerse mediante la revisión de los registros, sería muy útil

que un grupo de personas preparadas revisara cada estación y consultara con los jefes de división o con los propios operadores, para determinar claramente cuáles son las causas de las fallas y con ello la mejor manera de evitarlas.

La Organización Meteorológica Mundial ha establecido una serie de recomendaciones^{14,15} que toman en cuenta los sistemas establecidos en muchos países, incluyendo México. Estas recomendaciones prescriben con claridad cómo deben llevarse los registros, cómo detectar los errores, y la periodicidad mínima de visitas de inspección a las estaciones. Estas recomendaciones, que se han seguido en México, son muy útiles en cuanto permiten mejorar los registros que ya se tienen pero parecen insuficientes para conocer cuál es el origen de muchos errores y, por lo tanto, para evitarlos en el futuro.

En algunos casos en que se han podido determinar las causas de los errores, se concluye que muchas fallas podrían evitarse mediante una operación y mantenimiento de los equipos más cuidadosa, lo cual podría lograrse con operadores de tiempo completo (sobre todo en las estaciones de registro continuo), seleccionados y adiestrados cuidadosamente, y con más personal dedicado a la revisión y mantenimiento de las estaciones.

5.2 Nuevas técnicas de medición

Las principales limitaciones de las técnicas y los aparatos de medición que se han venido utilizando en la red nacional son:

- a) La poca precisión para determinar la distribución de la lluvia en el espacio, sobre todo en el caso de tormentas aisladas y muy concentradas.
- b) La poca confiabilidad, si no se cuenta con una cantidad de pluviógrafos adecuada, de la estimación de la distribución de la lluvia en el tiempo, especialmente si se trata de tormentas de poca duración.
- c) La dificultad para contar con personal adecuado para la operación y supervisión de las estaciones que se encuentran en zonas de escasa población y difícil acceso.
- d) La inexistencia de un sistema de transmisión que permita concentrar la información pluviométrica e hidrométrica en los centros de

decisión, para lo cual es necesario operar adecuadamente las obras a fin de disminuir los daños que ocasionan fenómenos extraordinarios

Si se consideran estas limitaciones, puede verse que, además de utilizar personal preparado para evitar las fallas en los sistemas tradicionales de medición, debe evaluarse la posibilidad de utilizar nuevas técnicas de medición y transmisión de la información, que complementen los sistemas tradicionales.

Los primeros intentos que se realizan en México para la utilización de una tecnología más moderna, se refieren a la detección y medición de fenómenos meteorológicos por medio de radares, y a la utilización de sistemas automáticos para medir lluvias y escurrimientos, y transmitir instantáneamente la información a los centros de decisión.

5.2.1. Radares

La principal ventaja que se ha derivado del uso de los radares para fines hidrometeorológicos radica en que permite contar con un panorama instantáneo de las condiciones atmosféricas y de la precipitación en una zona muy amplia^{14,16} evitando las interpolaciones que se requieren cuando se utilizan los sistemas tradicionales que miden lo que pasa en puntos aislados. Debido a que su desarrollo es reciente, las mediciones hechas con radar tienen aún algunos defectos que no han podido ser resueltos^{14,17}. Los principales consisten en que la reflexión de la onda emitida por el radar debe ser calibrada para que pueda traducirse en intensidad, y en que, a medida que se pretende una mayor precisión en la respuesta, se puede dejar de medir algunos fenómenos.

El Departamento de Hidrometeorología y Predicción de la Secretaría de Recursos Hidráulicos, ha proyectado la instalación de un radar meteorológico, por lo que parece conveniente observar con cuidado los resultados que se obtengan y los problemas que puedan presentarse en la instalación y operación de este equipo, para decidir sobre la conveniencia de invertir más tarde en la compra del equipo necesario para desarrollar una red de radares.

5.2.2. Instrumentación automática

El desarrollo de la instrumentación automática de cuencas es importante porque permite

14. WORLD METEOROLOGICAL ORGANIZATION *Design of hydrological networks*, World Meteorological Organization No. 23 Ginebra, 1957.

15. WORLD METEOROLOGICAL ORGANIZATION *Automatic Weather Stations*, World Meteorological Organization No. 100, T P 104, Ginebra, 1964. No. 25.

concentrar rápidamente la información de lluvias y escurrimientos en los centros donde se la necesita, y porque facilita las mediciones en lugares de difícil acceso.

Los principales problemas asociados a los equipos automáticos se derivan de que, para que cumplan realmente con los objetivos señalados, debe garantizarse que dichos equipos puedan operar sin mantenimiento y sin fallas durante grandes lapsos (por ejemplo, durante toda la época de avenidas). Por consiguiente, los equipos han de ser seleccionados cuidadosamente, ha de estudiarse la topografía del terreno para seleccionar las rutas de transmisión de tal manera que se evite la posibilidad de interferencias, y encontrar sistemas que requieran de poca energía para un periodo suficientemente largo de autonomía.

El Departamento de Control de Ríos de la Secretaría de Recursos Hidráulicos y el Departamento de Estudios Civiles de la Comisión Federal de Electricidad han empezado a utilizar instrumentación automática en algunos problemas específicos de predicción y operación. En ambas dependencias se pretende desarrollar el programa paulatinamente: primero se instalarán aparatos de detección (medidores de lluvia del tipo "tipping bucket" y limnómetros) capaces de transformar la medición en señal eléctrica; una vez que estos detectores estén funcionando satisfactoriamente, se adaptarán los sistemas de transmisión automática. Los métodos que empleará una y otra dependencia para la transmisión difieren en algunos puntos.

En el sistema que instalará la Secretaría de Recursos Hidráulicos, la señal se transmitirá a la estación central cuando esta interroga a las estaciones de medición. El sistema de comunicación será comprado en paquete.

En el sistema que adaptará la Comisión Federal, la transmisión de la información a la estación central será continua. Para lograr una autonomía suficiente, se utilizará un sistema de bajo consumo de energía que ya ha sido experimentado por el Instituto de Ingeniería en la transmisión de señales producidas por sismos. Se comprarán en el extranjero los principales aparatos y las adaptaciones y conexiones entre ellos se harán en México.

Tanto en el caso de los sistemas de medición y transmisión automática, como en el de los radares meteorológicos, parece conveniente seguir de cerca los resultados que se obtengan para decidir hasta qué punto se justifican mayores inversiones en mecanismos más apropiados.

5.2.2.1. Instrumentos de registro con gran autonomía

Uno de los problemas que impiden el funcionamiento de una red bien distribuida en el espacio y que se ha manifestado en México y en muchos países, es el relativo a la medición en lugares poco poblados y de difícil acceso. En estos casos es recomendable utilizar aparatos de medición y registro que funcionen con baterías y con bajo consumo de energía, lo que les permite funcionar autónomamente durante largos intervalos de tiempo (lo más común es seis meses), al cabo de los cuales se recoge la información y se cambian las baterías. Estos aparatos ya han sido probados con éxito en varios países.

5.2.3. Recomendaciones

Una vez analizados los problemas de medición y de la transmisión de los datos, pueden enunciarse sintéticamente algunas recomendaciones:

Ha de seleccionarse a un grupo de personas capaces de realizar una investigación exhaustiva de las fallas que se presentan en los registros obtenidos con los sistemas tradicionales de medición y que, con base en dicha investigación, determinen las principales causas de tales fallas y propongan soluciones.

Deben mantenerse supervisadas y dar mantenimiento permanente a las estaciones.

Deben estudiarse con cuidado los resultados que se deriven de la utilización de nuevas técnicas de medición y transmisión.

Tomando en cuenta que en los sistemas de medición automática que instalarán la Secretaría de Recursos Hidráulicos y la Comisión Federal de Electricidad, las mediciones de lluvia pueden realizarse a intervalos de tiempo pequeños, incrementando con ello la relación entre el número de aparatos de medición continua (o prácticamente continua) y el de aparatos que miden cada 24 horas, debe aplicarse en estas cuencas el método directo para poder definir cuál es la relación más conveniente entre el número de pluviógrafos y el de pluviómetros.

En zonas de difícil acceso deben utilizarse registradores automáticos con una autonomía de por lo menos seis meses.

6. ALMACENAMIENTO Y ACCESO A LA INFORMACION

La información que se colecta en las secciones climatológicas e hidrométricas debe ser ordenada,

almacenada y difundida de tal manera que pueda ser utilizada en los estudios de planeación, diseño y operación. El número de estaciones y la longitud de su registro crecen constantemente, por lo que también han venido creciendo los problemas de contar con espacio suficiente para almacenar la información y con personal para ordenarla y suministrarla a quienes la solicitan para sus estudios.

La solución de estos problemas requiere utilizar la tecnología moderna para archivo y publicación de la información.

En este capítulo se mencionan algunos de los principales problemas actuales y se busca definir los caminos para su solución, tomando como base los principales requisitos que debe satisfacer un sistema eficiente de información y las recomendaciones de la Organización Meteorológica Mundial.

- a) Debe almacenarse únicamente aquella información que pueda ser de utilidad en estudios futuros. Para satisfacer este requisito deberá estudiarse cuáles son los datos realmente útiles.
- b) Debe contarse con algún mecanismo de supervisión que permita depurar la información antes de que sea almacenada.
- c) Debe contarse con algún medio de difusión que permita saber cuál es la información que se tiene almacenada y cómo se puede conseguir.
- d) Deben difundirse resúmenes que contengan los aspectos más relevantes de la información.
- e) El camino para obtener la información detallada que no se incluya en los resúmenes, debe ser sencillo y rápido.

Para que un sistema de la información hidrometeorológica pueda satisfacer los requisitos enunciados, es necesario un organismo que conozca lo que se mide y almacena en cada dependencia, de tal manera que pueda saber cuáles son las mediciones que se duplican, dónde puede conseguirse la información, etc.

6.1 Estado actual del sistema

Los problemas señalados se han venido agudizando y se manifiestan de diferentes modos, debido al incremento del volumen de información que se maneja, del número de instituciones que realizan mediciones y almacenan la información, y de los organismos que realizan estudios.

Cada organismo colecta la información necesaria a sus propios fines y generalmente no se coordina con otros, por lo que con mucha frecuencia duplican las mediciones.

Como las mediciones que realiza un organismo cualquiera no son por lo general completas, recurre a otros para completarlos y, posteriormente, publicarlos, de modo que se produce una duplicidad en la información publicada y en ocasiones, aunque sea la misma fuente, se presentan diferencias entre los valores consignados en las publicaciones de distintas instituciones.

Al usuario le es muy difícil saber cuál es la información que existe en los archivos, por lo que no siempre utiliza la más adecuada para sus estudios.

Frecuentemente se solicita más información que la necesaria, probablemente por la falta de resúmenes que permitan seleccionar los datos que efectivamente se requieren.

Cuando se solicita información a alguna institución, se le causan problemas debido a que no cuenta con archivos accesibles ni con personal para dar el servicio.

Aun en estudios en que se argumenta que la falta de precisión en los resultados se debe a que no se cuenta con información básica suficiente, es posible descubrir que no se ha utilizado toda la información que existe.

El desarrollo y la aplicación de técnicas modernas de análisis se ha inhibido por la falta de información accesible y confiable, y por la falta de difusión de la misma.

En la práctica, el diseño de un sistema de información que satisfaga los requisitos planteados, no es sencillo y exige estudios detallados. Sin embargo, pueden adelantarse algunos planteamientos enfocados a dos líneas principales:

a) Organización

Para poder coordinar los esfuerzos que se realizan en diferentes dependencias, parece indispensable contar con un grupo de personas que dispongan de toda la información referente a los datos hidrometeorológicos que se colectan en todas las dependencias. Las principales funciones de este grupo serían:

Saber qué se mide, qué dependencias se encargan de medirlo, dónde se almacena la información, qué publicaciones contienen resúmenes de la información, etc.

Hacer, con base en la información anterior, un estudio que permita establecer cuáles datos se duplican.

Coordinar a las distintas dependencias para hacerles conocer los resultados del estudio y evitar la duplicidad.

Informar a los usuarios para que sepan qué información existe, dónde y cómo conseguirla.

Estudiar y proponer los formatos más convenientes para que la información se consigne de una manera uniforme en las diferentes dependencias, tomando en cuenta las normas establecidas a nivel mundial.

b) Procesamiento

Para mayor claridad, las recomendaciones generales relativas al proceso, almacenamiento y difusión de la información, se dividen en tres grupos, asociados al carácter de la información a la que se refieren:

1. Deben existir publicaciones en las que se describa la información que se recopila y la manera de obtenerla.

Se deben publicar, en boletines periódicos, resúmenes de la información que se obtiene, agregando los aspectos de detalle más relevantes. Actualmente, la Secretaría de Recursos Hidráulicos publica en sus boletines hidrométricos, además de la información relativa a los escurrimientos medios diarios, un análisis de las principales tormentas registradas en las diferentes regiones hidrológicas y los valores de la precipitación en 24 horas ocurrida durante los días de tormenta. Este tipo de información resulta muy útil para cualquier estudio que pretenda realizarse.

2. Para el almacenamiento de la información susceptible de digitalizarse, debe aprovecharse el desarrollo de la computación electrónica, utilizando tarjetas perforadas, cintas y discos, con formatos bien estudiados, para reducir de manera importante el espacio necesario para almacenar la información y facilitar considerablemente el acceso a ella. Por otro lado, si la información se almacena de ese modo, resultará fácil presentarla para obtener listados con los valores medios. Este tipo de almacenamiento ya se ha utilizado en diferentes dependencias y falta únicamente evaluar los resultados, costos, etc., para actualizarlo y generalizarlo a toda la información

hidrometeorológica susceptible de convertirse en números.

5. Para archivar la información gráfica o bien la información numérica que se utiliza con muy poca frecuencia, deben utilizarse técnicas del tipo del microfilmado que permiten reducir al mínimo el volumen del archivo.

7. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

En este capítulo se resumen las conclusiones y recomendaciones a seguir para el mejoramiento de la red hidrometeorológica.

El mejoramiento de la red debe basarse en el estado actual de la misma y en el establecimiento de una secuencia a seguir para complementarla.

A continuación se describen, primeramente, una serie de medidas tendientes a lograr un mejor funcionamiento de la red actual, sin establecer cambios importantes en la densidad de estaciones. Estas medidas se proponen como primer paso para el mejoramiento de la red y se describen en el subcapítulo organización.

La necesidad de información detallada aumenta conforme se pasa de los estudios de planeación a los de diseño, y de estos a los de operación, por lo que el desarrollo de la red deberá ordenarse de tal manera que, en primer lugar, se satisfagan los requisitos de planeación, en segundo los de diseño, y por último los de operación. Esta regla, de carácter general, perderá su validez en sitios para los que ya se haya decidido el desarrollo de los aprovechamientos hidráulicos y se requiera mayor información para los estudios de diseño, o en aquellos en que haya obras que por su importancia justifica la inversión en redes más densas que faciliten una operación satisfactoria.

7.1. Organización

Las siguientes recomendaciones generales tienden a mejorar el funcionamiento de la red sin modificar su densidad.

- a) Primeramente, ha de ordenarse la información con que se cuenta. Es necesario designar a un grupo de personas que reciban información de todas las dependencias involucradas en las mediciones hidrometeorológicas para que

- puedan establecer qué es lo que se mide, en qué lugares, dónde se almacena la información, cómo puede obtenerse, etc. Este grupo podrá coordinar las acciones que se recomiendan para mejorar la red.
- b) Una vez que se conozca con precisión lo que se está midiendo, podrá determinarse en qué casos se están duplicando las mediciones y tomar las medidas para evitarlo.
- c) Un grupo de especialistas debe hacer una revisión cuidadosa de la información que se obtiene en la red actual para detectar los errores, establecer las causas de los mismos y proponer soluciones.
- d) Además de dicha revisión, han de establecerse mecanismos permanentes que permitan supervisar y depurar la información antes de almacenarla.
- e) El grupo de especialistas al que se refiere el punto a), debe elaborar una publicación en la que se consignen los datos que se tienen medidos, y que indique dónde y cómo pueden ser obtenidos.
- f) Deben publicarse periódicamente boletines hidrometeorológicos que contengan resúmenes con los valores estadísticos principales, e información detallada de los eventos más relevantes.
- g) En algunas dependencias gubernamentales se han estado utilizando las facilidades derivadas del uso de las computadoras digitales para el almacenamiento de la información. Esta experiencia debe permitir la evaluación de las ventajas y costos de este proceso para estimar las necesidades derivadas de su utilización en gran escala.
- h) La información que no pueda almacenarse utilizando la computadora, deberá guardarse utilizando métodos del tipo del microfilmado para reducir al mínimo posible el tamaño de los archivos.
- i) Es necesario una regionalización de la República a partir de la variabilidad espacial y temporal de los datos hidrometeorológicos (básicamente, la precipitación y el escurrimiento superficial).

7.2 Desarrollo de la red

Se recomienda:

- a) Definir la densidad de la red hidrométrica base utilizando el método de Karasev.
- b) Integrar la red base con las estaciones que estén mejor distribuidas y que tengan más años de registro.
- c) Hacer un análisis de correlación entre las estaciones de la red base y las de diseño, utilizando también las características fisiográficas y de precipitación.
- d) Desarrollar la red de pluviómetros de acuerdo con las técnicas descritas en el capítulo 4, procurando mejorar su distribución con ayuda de registradores de gran automatía que puedan ser utilizados en zonas de difícil acceso.
- e) Establecer mecanismos de control que permitan evaluar las experiencias en el uso de radares y de los medidores y transmisores automáticos que se instalarán próximamente.





centro de educación continua
división de estudios de posgrado
facultad de ingeniería unam



HIDROLOGIA DE DISEÑO

HIDROMETEOROLOGIA

M. EN I. OSCAR FUENTES MARILES

NOVIEMBRE, 1979.



4. HIDROMETEOROLOGIA

En este capítulo se presenta la metodología necesaria para calcular tormentas máximas, las que posteriormente con algún modelo lluvia-escorrentamiento pueden ser transformadas a hidrogramas.

Esta parte del curso tiene dos objetivos principales:

1) Describir los conceptos elementales de meteorología útiles en hidrología, referentes a la precipitación.

2) Obtener la precipitación máxima probable utilizada en el diseño de grandes obras hidráulicas en las que una falla ocasionaría pérdidas de vidas humanas y grandes daños materiales.

El capítulo está compuesto de dos partes en cada una de las cuales se persigue uno de los dos objetivos anteriores.

4.1. Hidrometeorología

En el estudio del ciclo hidrológico, es decir, del movimiento del agua en sus tres fases de gas, líquido o sólido desde el océano, tierra o materia viviente por transpiración y evaporación dentro de la atmósfera; la meteorología, trata la atmósfera y el movimiento del agua tanto como vapor como líquido en el aire, mientras que la hidrología con la distribución, ocurrencia y movimiento del agua sobre y bajo de la superficie de la tierra. Aunque otras ciencias mas intervienen en el mismo, para la hidrología de diseño son las mas importantes y sobre ellas se aboca este trabajo.

La hidrometeorología se refiere a la aplicación de la meteorología a problemas de hidrología. En la obtención de la tormenta máxima a partir de factores meteorológicos, se aprecia uno de sus aplicaciones.

La máxima tormenta meteorológicamente posible, para una cuenca y un intervalo de tiempo dado, sin tomar en cuenta los posibles cambios de clima a largo plazo se conoce como precipitación máxima probable (PMP). También se le entiende como la que se produciría en una cuenca si ocurrie--

ran simultaneamente los valores mas desfavorables de un número razonable de factores causantes de la precipitación.

Para entender como se obtiene la PMP se tratarán a continuación algunos conceptos básicos y posteriormente se explicarán los procedimientos para su cálculo.

4.1.1. Fundamentos

Si se sostiene con la mano el extremo de una varilla metálica e introducimos el otro extremo dentro de la llama de un mechero de gas, el calor se alcanza en la mano por CONDUCCION a lo largo de la barra. Si se coloca la mano por encima de la llama, el calor llega a ella por las corrientes ascendentes de CONVECCION del aire caliente. Cuando se pone la mano a un lado de un objeto caliente, también se calienta aunque la conducción a través del aire es despreciable y la mano no se encuentra en la trayectoria de las corrientes de convección. La energía llega ahora a la mano por RADIACION.

El término radiación se refiere a la continua emisión de energía procedente de la superficie de todos los cuerpos. Esta energía se denomina radiante y es transportada por ondas electromagnéticas. Cuando inciden sobre un cuerpo que no es transparente a ellas son en parte reflejadas y en parte absorbidas. La energía absorbida se convierte en calor.

La radiación solar es la inagotable e ininterrumpida fuente de energía que mantiene el ciclo hidrológico. La cantidad de energía que llega a la atmósfera se denomina constante solar, vale $1.94 \text{ calorías-gramo/cm}^2\text{-min}$ y permanece casi invariable, de la cual sólo el 29% queda atrapada en

el planeta utilizándose en calentar la tierra y el aire, en evaporar agua, en derretir nieve o hielo, etc., es decir, - en producir lo que se llama tiempo y clima.

Por otra parte, la tierra al girar alrededor del Sol - en su órbita elíptica, en uno de cuyos focos está él, se retira o se acerca del mismo y como la intensidad de la radiación varía inversamente con el cuadrado de la distancia y - la inclinación de la superficie receptora, por lo que la - temperatura del aire siempre es más alta en el ecuador que en los polos. Con base en la distribución de temperaturas en la tierra, cada hemisferio se ha dividido en tres zonas climáticas: tórrida, templada y glacial (fig. 4.1).

Temperatura. Es la cantidad de calor que posee un cuerpo, o su mayor o menor grado de frío o calor.

A la variación de la temperatura con la altura se le - llama gradiente vertical de temperatura. En la atmósfera - adquiere distintos valores como se aprecia en la figura 4.2, sin embargo en la tropósfera, que es donde se presentan los procesos de evaporación y precipitación, tiene un valor a--proximadamente de -6°C por km.

En la medición de la temperatura se usan los termó--metros, a través de la dilatación de la columna de un fluido. El termómetro que mide la temperatura que posee una masa de aire en condiciones normales se llama de bulbo seco. Por - otra parte, si al termómetro ordinario se le cubre el bulbo con un pedazo de tela que siempre debe estar mojada y ser - de algodón, lana o seda fina, se obtiene un termómetro de

bulbo húmedo. (fig. 4.3).

Presión atmosférica. La presión atmosférica se mide - generalmente con barómetros de mercurio. La unidad básica de presión es el bario, definido como la presión de 10^6 dinas/cm².

En las capas cercanas a la superficie de la tierra, la presión disminuye con la altura aproximadamente 1 milibario (mb) por cada 9 m.

Hasta una altura de 11 km, la variación de la presión con la altura se puede determinar con la expresión

$$p = 1013.2 \left(\frac{288 - 0.0065Z}{T_0} \right)^{5.266}$$

en donde

- p presión a la altura Z, en mb
- T₀ temperatura absoluta en grados Kelvin
- Z altura sobre el nivel del mar, en m.

Debido a la presencia de mareas atmosféricas, existe una onda semidiurna de presión. Los valores máximos de la onda se presentan alrededor de las 10 a.m. y las 10 p.m.; los mínimos cerca de las 4 a.m. y 4 p.m. La magnitud de las oscilaciones es de aproximadamente 4 mb en el ecuador, 1 mb a los 50° de latitud y despreciable en los polos.

Las presiones medidas a diferentes alturas se refieren al nivel del mar para construir los mapas de isobaras. La

forma de las isobaras es indicativa de los principales fenómenos atmosféricos, así por ejemplo, las anticiclones presentan isobaras de forma elíptica con altas presiones en el centro, los ciclones presentan curvas semejantes, pero con presiones bajas al centro.

Humedad del aire. El aire atmosférico es una mezcla de gases compuesta aproximadamente por 80% de nitrógeno, 18% de oxígeno y 2% de dióxido de carbono, vapor de agua y otros gases.

El contenido de vapor de agua en la atmósfera se llama humedad del aire.

Para comprender la saturación de una masa de aire es oportuno señalar la ley de Dalton que dice:

La presión total ejercida por una mezcla de gases, es igual a la suma de las presiones parciales de sus componentes gaseosos y que la presión parcial de cada uno de los componentes de la mezcla es muy aproximadamente igual a la presión real que tendría dicho componente si ocupase él solo el volumen que ocupa la mezcla.

Ejemplo 4.1. Las presiones parciales de los componentes de una mezcla de gases a 25°C son:

Nitrógeno	200 mm Hg
Oxígeno	150 mm Hg
Vapor de agua	105 mm Hg

Calcular la presión total y la presión de vapor de agua si en el mismo volumen ocupado por la mezcla se eliminan el nitrógeno y el oxígeno.

Solución:

De acuerdo con la ley de Dalton

$$\text{Presión total} = 200 + 150 + 105 = 455 \text{ mm Hg}$$

Presión de vapor de agua, si ocupase todo el volumen es 105 mm Hg.

Por otra parte existe una cantidad máxima de vapor de agua que puede haber en una mezcla de gases, la cual es función de la temperatura e independiente de la coexistencia entre otros gases. Cuando una mezcla de gases contiene la máxima cantidad de vapor de agua para una temperatura determinada, se dice que la mezcla está saturada. La presión ejercida por el vapor de agua de una mezcla saturada se llama presión de vapor o saturación.

Con relación al ejemplo anterior se puede decir que si se eliminan o no el nitrógeno y el oxígeno y se va agregando poco a poco el vapor de agua llegará el momento en el cual ya no se pueda introducir más vapor de agua porque ha llegado al máximo contenido de éste en la mezcla, es decir porque se ha llegado a su saturación.

En la tabla 4.1 ó en la figura 4.4 se muestra la variación de la presión de vapor de saturación con la temperatura.

También cuando un volumen de aire se encuentra saturado, el vapor de agua se condensa en forma de gotitas.

Aunque existen varios procedimientos para que una mezcla alcance la saturación se pueden señalar dos que consisten en:

a) Agregar más vapor de agua a la mezcla de gas (en la fig. 4.5 se refiere al paso del punto A al punto A').

b) Enfriar la mezcla de gas hasta que alcance el punto de saturación (en la fig. 4.5 se refiere al paso del punto A al punto A'').⁺

Ejemplo 4.2. Si un aire tiene una presión de vapor de 7 mm Hg a una temperatura de 23°C, diga si se encuentra saturado o encuentre a qué temperatura se debe de enfriar para alcanzar la saturación.

Solución

Entrando con la temperatura de 23°C a la figura 4.4 se encuentra que la presión de vapor de saturación asociada a esta temperatura es 21 mm Hg, por lo tanto no se encuentra saturado (21 mm Hg > 7 mm Hg).

Entonces, para alcanzar la saturación de acuerdo con la misma figura el aire se debe enfriar hasta los 6°C, puesto que la temperatura que le corresponde a una presión de vapor de saturación de 7 mm Hg son 6°C.

La razón de la presión parcial de vapor de agua a la presión de vapor de saturación a la misma temperatura, se llama humedad relativa, y se expresa comúnmente en tanto por ciento.

Ejemplo 4.3. Para los datos del ejemplo 4.2. halle la humedad relativa.

⁺La temperatura a la cual se satura se llama punto de rocío.

Solución

De acuerdo con la definición de humedad relativa se tiene:

$$\text{Humedad relativa} = \frac{7}{21} = 0.33$$

Para medir el contenido de humedad del aire se utiliza el psicómetro, que consta de dos termómetros, uno seco y otro húmedo. Sobre la tela del termómetro de bulbo húmedo se evapora una cierta cantidad de agua de acuerdo con la humedad atmosférica, por lo que la temperatura registrada por este termómetro es menor a la del seco.

La humedad se puede calcular de acuerdo con las siguientes fórmulas empíricas:

$$e_d = e_w - 0.00066P (t_a - t_w) (1 + 0.00115t_w)$$

$$e_d = e_w - 0.000787P (t_a - t_w) (1 + 0.00164t_w)$$

La primera ecuación se utiliza cuando la temperatura se mide con una velocidad del viento del orden de 2.5 m/seg; la segunda ecuación cuando la velocidad es del orden de 1.5 m/seg.

En ambas ecuaciones las unidades correspondientes son:

P presión atmosférica en milibarios.

t_a temperatura del bulbo seco en grados centígrados

t_w temperatura de bulbo húmedo en grados centígrados

e_w presión de saturación a la temperatura de bulbo húmedo, en milibarios. Se obtiene de la fig. 4.4.

e_d presión parcial del vapor de agua, en milibarios.

Es evidente que e_d también corresponde a la presión de vapor de saturación del punto de rocío.

Otro aparato para medir la humedad del aire es el higrómetro de cabello (fig. 4.6) el cual está basado en el aumento de longitud que experimenta un cabello con el contenido de humedad en el aire.

Otras medidas útiles de la cantidad de humedad contenida en el aire, son la relación de mezclado r y la humedad específica q :

$$r = \frac{M_w}{M_a} = \frac{622e_d}{P - e_d}$$

$$q = \frac{M_w}{M_w + M_a} = \frac{r}{1 + \frac{r}{1000}}$$

donde M_w masa del vapor de agua, en kg_m

M_a masa del aire seco, en kg_m

r relación de mezclado, en g/kg

q humedad específica, en g/kg

Vientos. El viento es el aire en movimiento.

La distribución espacial y temporal de los vientos tiene una influencia muy grande en los fenómenos climatológicos. El viento transporta energía y vapor de agua; tiene influencia en la intensidad y duración de la precipitación

ocasionada por una tormenta, ya que abastece de humedad a la zona.

Las fuerzas que determinan la velocidad del viento - son:

a) Una fuerza másica a' , debida al gradiente de presión:

$$a' = \frac{1}{\rho} \frac{dP}{dx}$$

b) La fuerza de Coriolis debida a la rotación de la tierra sobre su eje:

$$a = 2Vw \operatorname{sen} \phi$$

donde a' fuerza másica debida al gradiente de presión, en m/s^2

a fuerza de Coriolis, en m/s^2

dx distancia normal a las isobaras, en m

v velocidad del viento, en m/s

w velocidad de rotación de la Tierra, en rad/s

ϕ latitud, en grados

dP ^{diferencia de} presión del aire, en kg/m^2

ρ densidad del aire, en kg/m^3

c) La fuerza centrípeta

$$a_c = \frac{v^2}{r_c}$$

donde r_c es el radio de curvatura de las isobaras, en m

d) Una fuerza de fricción que depende de la naturaleza de la superficie.

De acuerdo con las fuerzas consideradas en equilibrio

que el aire realiza cambios de color, en otras palabras, entender la termodinámica en la atmósfera.

Termodinámica es parte de la física que estudia la transformación del calor en trabajo y viceversa. Tiene como base dos grandes principios que son:

PRIMER PRINCIPIO DE TERMODINAMICA

En un sistema (cantidad de materia limitada por una superficie cerrada) la cantidad de calor recibida desde el exterior (Q) menos la cantidad de energía para realizar cierto trabajo exterior (W), es igual al incremento de la energía interna (ΔU).

$$Q - W = \Delta U$$

o bien

El incremento de energía interna del sistema, ($\Delta U = U_2 - U_1$), es igual al calor Q que fluye hacia el sistema a través de su superficie exterior, menos el trabajo realizado por el sistema.

SEGUNDO PRINCIPIO DE LA TERMODINAMICA

Es imposible que exista flujo de calor desde un cuerpo con una temperatura T_1 a otro con temperatura T_2 si $T_1 < T_2$.

Los sistemas termodinámicos pueden realizar trabajo de muy diferentes formas, según la naturaleza de los mismos; por ejemplo, una pila eléctrica al descargarse, una lámina superficial al cambiar su área, el vapor contenido en un cilindro al expandirse.

Se tratará el referente a cambio de volumen por un sistema sometido a presión.

se tienen estos vientos:

Viento	Equilibrio	Isoyetas
viento geostrófico	Fuerza de Coriolis=fuerza debida al gradiente de presión	rectas
Viento del gradiente	Fuerza centrífuga=fuerza debida al gradiente de presión + fuerza de Coriolis	curvas
Viento inercial	Fuerza centrífuga=fuerza de Coriolis	curvas
Viento ciclostrófico	Fuerza centrífuga = fuerza debida al gradiente de presión	curvas

Para medir la velocidad del viento se utiliza el anemómetro. (fig. 4.7)

Particular la velocidad del viento en puntos cercanos a la superficie terrestre, en función de la velocidad del mismo, en otros puntos, se puede dar una expresión de tipo

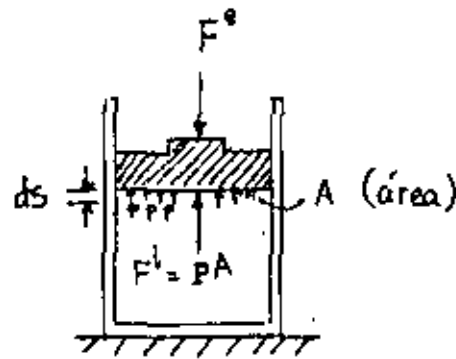
$$V_2 = V_1 \left(\frac{z_2}{z_1} \right)^k$$

donde V_1, V_2 velocidades en los puntos 1 y 2 situados a diferentes alturas, en m/s

z_1, z_2 alturas de los puntos 1 y 2 respectivamente, en m

k exponente que debe librarse a cada región con diferente topografía y que es próximo a 1/7.

Termodinámica. Dado que la energía radiante en la atmósfera aparece principalmente como calor, se debe entender



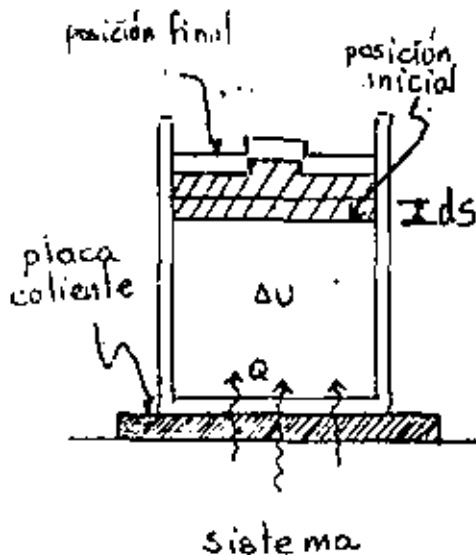
$$F^i = PA$$

$$dw = \underbrace{PA ds}_{dV} \quad \begin{array}{l} \text{(diferencial de trabajo)} \\ \text{(" " " volumen)} \end{array}$$

$$W = \int_{V_1}^{V_2} p \, dV$$

Ejemplo 4.4

caso a.)



Encontrar la variación de energía interna del sistema para los siguientes casos:

- El sistema absorbe 400 cal y realiza 400 J de trabajo.
 - El sistema absorbe 400 cal y se le aplica un trabajo de 200 J.
 - El sistema fluye hacia el exterior - 200 cal, no hace ni se le aplica trabajo.
 - El sistema realiza un trabajo de 400 J
- Nota: Un Joule (J) es igual a 0.239 cal

Solución

$$a) \Delta U = Q - W = 400 - 400(0.239) = 304.4 \text{ cal}$$

- b) $\Delta U = Q - W = 300 - (-200(0.239)) = 347.8 \text{ cal}$
 c) $\Delta U = Q - W = -200 - 0 = -200 \text{ cal}$
 d) $\Delta U = Q - W = 0 - 400(0.239) = -95.6 \text{ cal}$

Cuando la masa de gas es calentada a una PRESION CONSTANTE se dice que se tiene un proceso ISOBARICO. Resultando

$$Q \neq 0 \quad W \neq 0 \quad \Delta U \neq 0$$

Cuando la masa de gas es calentada a VOLUMEN CONSTANTE se dice que se tiene un proceso ISOVOLUMETRICO. Resultando

$$W = 0 \quad Q = \Delta U \neq 0$$

Cuando la masa de gas se expande a una TEMPERATURA CONSTANTE se tiene un proceso ISOTERMICO. Siendo ahora

$$\Delta U = 0 \quad Q = W \neq 0$$

Cuando una masa de gas no transfiere o recibe calor con el exterior se tiene un proceso ADIABATICO. Con lo que

$$\Delta U = -W \neq 0 \quad Q = 0$$

Leyes de los gases. Los gases tienen gran compresibilidad y gran dilatación térmica con respecto a líquidos y sólidos. Para presión baja y temperaturas altas cualquier gas o mezcla de gases siguen estas tres leyes sencillas:

Ley de Boyle (T constante) $pV = \text{cte.}$

Ley de Charles (p constante) $V_t = V_0 \left(1 + \frac{1}{273} T\right)$

Ley de Gay-Lussac ($\frac{p}{T}$ constante)

(donde T está en °C) $P_T = P_0 \left(1 + \frac{1}{273} T\right)$

Con las leyes anteriores se obtiene
 (V es volumen).

$$\frac{P_1 V_1}{T_1} = \frac{P_2 V_2}{T_2}$$

LEY GENERAL DE LOS GASES

4.1.2 Proceso de la lluvia

La lluvia es la precipitación de agua atmosférica en forma de gotas líquidas.

La lluvia es un fenómeno complejo que se desarrolla así:

1) El aire con un contenido determinado de vapor de agua es forzado a elevarse ya sea porque el viento ha chocado con alguna montaña (dará lugar a una lluvia orográfica), por convección (al calentarse el aire por contacto con un foco de calor y, al dilatarse y disminuir su densidad adquiere un movimiento ascendente, luego horizontal y antes de volver a descender cuando se ha enfriado para reemplazar a las masas nuevamente calentadas -lluvia convectiva) o por el desplazamiento de una masa de aire caliente (o fría) por una fría (o caliente). (lluvia ciclónica).

2) El ascenso del aire es súbito y no tiene tiempo de intercambiar calor con el aire que encuentra en las distintas elevaciones.

3) Como el aire encuentra al ir subiendo menor presión atmosférica y como no intercambia calor, de acuerdo con el primer principio de termodinámica $Q=0$ $\Delta U = -W$, lo que quiere decir que realiza un trabajo que consiste en aumentar su volumen (W es negativo) y por la ley general de los gases - esto implica que su temperatura disminuya.⁺

4) Si el aire disminuye su temperatura puede llegar un momento en que alcance el punto de rocío y se inicie la

⁺ Se llama gradiente adiabático seco a la disminución de la temperatura con la altura de un volumen de aire seco sin ganar ni perder calor con el medio exterior.

condensación.

5) Si en el aire saturado existen pequeños corpúsculos de materia mineral o vegetal (núcleos de condensación) se forman pequeñas gotas de 1 a 20 micras.

6) Las gotitas por su poco peso quedan suspendidas y - esto forma a las nubes.

7) El aire saturado puede seguir ascendiendo rápidamente por lo que no cambia calor con el gas de su alrededor y como empieza la condensación pierde valor, por lo que tiene un gradiente de temperatura (adiabático húmedo) menos al que tenía cuando el aire estaba seco.

8) Para que se resuelvan en lluvia las gotitas es necesario que existan los llamados gérmenes de precipitación que son corpúsculos de materia mineral o vegetal de mayor tamaño que los considerados en 5) también por el efecto violento de las corrientes ascendentes (ver caso 1).

9) Al fundirse una gotita con otra forma una gota más grande la que puede descender un poco y con ello romper otras gotas o bien provocar que otras gotitas se unan entre sí y se forme una especie de reacción en cadena que de lugar a gotas de 0.5 a 2.5 mm que no se puedan sostener y caigan, originándose así la lluvia.

4.1.3 Agua precipitable

La magnitud de las precipitaciones que pueden producirse en una zona en un momento dado, dependen, entre otros factores, del agua precipitable W , que se define como el ti nte de agua que se obtendría si dentro de una columna de aire, todo el vapor se condensara y precipitara sobre el área de la base de la columna.

De acuerdo con la definición de la humedad específica, el agua precipitable se podría calcular con la expresión:

$$W(\text{mm}) = 0.01 \int_{P_2}^{P_0} q \, dP; \quad q \text{ en g/kg} \quad (4.7)$$

donde P_0 es la presión del aire en la superficie, en mb.

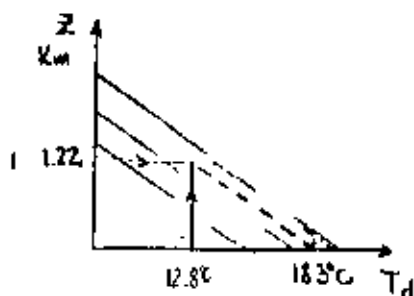
En la práctica la ec. 4.7 es poco aplicable porque sólo en lugares muy contados se mide la humedad específica a diferentes alturas. La fig. 4.8 permite calcular el agua precipitable entre dos niveles cualesquiera en términos de la temperatura de rocío a nivel del mar. La fig. 4.9 permite referir la temperatura de rocío medida a cualquier nivel, al valor correspondiente en el nivel del mar.

Ejemplo 4.6

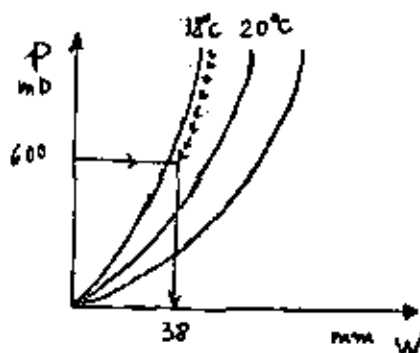
Estimar el agua precipitable de una masa de aire entre los 1000 y 600 mb, si a una altura de 1.22km el punto de rocío es 12.3°C .

Solución

Con la figura 4.9 se ajusta el punto de rocío a los 1000 mb. como se muestra:



Con T_d ajustado, o sea con $T_d = 18.3^\circ\text{C}$ y con $p = 600\text{mb}$ de la figura 4.8 se encuentra $W = 38\text{ mm}$



Además si interesa el agua precipitable entre los 800 mb y los 600 mb, se resta el agua precipitable entre los 1000 mb y los 800 mb, esto es:

$$W \text{ de } 1000 \text{ mb a } 600 \text{ mb} = 38$$

$$W \text{ de } 1000 \text{ mb a } 800 \text{ mb} = \underline{23}$$

$$W \text{ de } 800 \text{ mb a } 600 \text{ mb} = 15 \text{ mm}$$

4.1.4 Modelos de tormenta

Los modelos de tormenta son idealizaciones simplificadas del fenómeno real. Permiten identificar los parámetros más importantes en cuanto a la magnitud de las precipitaciones.

Los modelos más utilizados son el del plano inclinado y el de convergencia. El primero corresponde a un proceso en el que la masa de aire asciende al encontrarse con una barrera montañosa; el segundo se presenta cuando las corrientes de aire de los niveles inferiores convergen tratando de ocupar un área menor.

4.1.4.1 Modelo del plano inclinado

En la figura 4.10, si no se toma en cuenta el almeconamiento en masa, el principio de continuidad de masa aplicado a la masa de aire dice:

$$V_{12} \Delta P_{12} = V_{34} \Delta P_{34} \quad (4.8)$$

y la ecuación de continuidad de humedad

$$W = X (V_{12} \Delta W_{12} - V_{34} \Delta W_{34}) \quad (4.9)$$

donde W agua que se precipita, en m^3/seg

X ancho de la zona afectada, en m

- V_{12} velocidad media del aire entre los niveles 1 y 2, en m/s
- ΔW_{12} lámina de agua precipitable entre los niveles 1 y 2 en m
- ΔW_{34} lámina de agua precipitable entre los niveles 3 y 4 en m
- ΔP_{12} diferencia de presión entre niveles 1 y 2 (cualquier sistema de unidades, pero el mismo que se emplee para ΔP_{34})
- ΔP_{34} diferencia de presión entre los niveles 3 y 4 (cualquier sistema de unidades).

Combinando las ecuaciones 4.8 y 4.9 se obtiene:

$$W = KV_{12} \Delta W_{12} \left(1 - \frac{\Delta P_{12}}{\Delta P_{34}} \frac{\Delta W_{34}}{\Delta W_{12}}\right) \quad (4.10)$$

La intensidad de precipitación media en el área A de la base de la columna resulta por tanto

$$i = KV_{12} W_{12} \left(1 - \frac{\Delta P_{12}}{\Delta P_{34}} \frac{\Delta W_{34}}{\Delta W_{12}}\right) \quad (4.11)$$

donde a $K = \frac{X}{A}$ se le llama factor geométrico.

4.1.4.2 Modelo de convergencia

Este modelo de flujo radial se muestra en la fig. 4.11. En este caso la intensidad de precipitación media resulta:

$$i = KV_{12} \Delta W_{12} \left(1 - \frac{\Delta P_{12}}{\Delta P_{34}} \frac{\Delta W_{34}}{\Delta W_{12}}\right) \quad (4.12)$$

en donde el factor geométrico es $K = (2/r)$, donde r, es el radio de la celda y las variables son las mismas que aparecen en el modelo del plano inclinado

4.1.4.3 Modelo ciclónico

Por observaciones y mediciones realizadas se ha podido comprobar que en un ciclón las cosas ocurren en forma similar a lo descrito en el modelo de convergencia, sólo que además actúa la componente que hace girar el aire. También en este caso el aire entra al centro del ciclón por una capa inferior de aproximadamente un kilómetro de espesor, después asciende y finalmente, al llegar a una cierta altura se

desparrama en una capa aproximadamente horizontal. Se ha -
medido ver que la aportación de aire al ciclón ocurre dentro
del primer kilómetro, asciende 6 kilómetros y finalmente el
aire se escapa.

La expresión para determinar la intensidad de lluvia
es:

$$i = \frac{0.735 \cdot v \cdot r}{R} \quad (4.13)$$

donde i intensidad de la lluvia dentro de un círculo de ra-
dio R , en cm/hr
 v velocidad media radial de ingreso, en m/s
 r relación de mezclado media, en g/kg
 R radio, en km.

4.2 Métodos para estimar la PMP

Existe un número de métodos para calcular la PMP y varios de ellos son posibles de usar en un estudio particular y existe gran relación entre ellas, de tal suerte que en ocasiones se emplean los mismos procedimientos en distintos métodos.

Se pueden señalar como los mas usuales a:

- a) Maximización de los parámetros de los modelos de tormenta.
- b) Transposición de tormentas
- c) Método estadístico

4.2.1 Maximización de los parámetros de los modelos de tormenta

Los modelos de tormenta dan los principios básicos para los estudios de maximización de las variables meteorológicas involucradas en el proceso de la lluvia.

Los modelos de tormenta son útiles en la determinación de la PMP de áreas grandes porque es menos difícil medir los factores meteorológicos con suficiente aproximación. Sin embargo, muchos de estos son calibrados para cada aplicación particular y después de probar su bondad, se modifican sus parámetros con el fin de mejorar sus resultados o inclusive se les sustituye por otros.

Aunque cada proyecto donde se apliquen los modelos de lluvia requieren de su propia investigación, se puede citar como escoger los elementos involucrados en ellos.

4.2.1.1 Factor geométrico. Se define a partir de los registros de los vientos con mayor contenido de humedad en la zona en estudio, es decir, corresponde a aquella dirección del viento que produce mayor flujo de humedad hacia la cuenca.

4.2.1.2 Velocidad del viento. Con base en los estudios se ha observado que el abastecimiento de humedad hacia los sistemas de tormenta se producen entre los 1000 y 1500 m de altura.

En la práctica es difícil determinar las velocidades de ingreso de los modelos debido a la falta de observaciones durante las tormentas, sin embargo, a veces se utilizan las mediciones superficiales para inferirlo a las altitudes de interés o bien se considera que se puede valuar a partir de los planos de isobaras, porque a esas elevaciones se considera que el viento es aproximadamente igual al viento geostrofico (en 80% o más). Generalmente se consideran los datos de una tormenta y no es usual maximizar el viento, pero cuando se hace es en zonas orográficas (montañas que exceden a 700 m) de esta manera, considerando los vientos en la misma dirección para la cual se tiene el mayor aporte de humedad:

$$V_{max} = \frac{V_R}{V_T} V$$

donde

V velocidad media de la tormenta por maximizar

V_R velocidad media máxima obtenida de registros en la cuenca

V_T velocidad media máxima de la tormenta por maximizar

4.2.1.3 Agua precipitable. El agua precipitable se encuentra a partir de la figura 4.8 entrando con la temperatura de rocío referente al nivel del mar, solo que esta es la correspondiente al máximo punto de rocío persistente de 12 horas.

Se entiende por punto de rocío persistente de 12 horas al más alto punto de rocío que es igualado o excedido por todas las observaciones durante períodos de 12 horas.

Ejemplo 4.7

Encuentre el punto de rocío persistente de 12 horas a partir del siguiente registro de puntos de rocío observados a cada 6 horas

Tiempo (horas):	0	6	12	18	24	6	12	18
Punto de rocío ($^{\circ}\text{C}$):	22	22	23	24	26	24	20	21

El mayor punto de rocío persistente de 12 horas para la serie anterior es 24°C , el cual es obtenido del período 18 a 6.

4.2.1.4 Niveles o diferencias de presión (ΔP). Cuando la lluvia es causada por la insidencia de los vientos, en la ladera de una montaña, los niveles 1 y 3 quedan definidos por la topografía; para efectos de cálculo de la tormenta de diseño, se considera que el nivel 2 es igual que el 4, y este último se obtiene de observaciones de la altura máxima que alcanzan las nubes.

Si la tormenta se produce por flujo convergente, la altitud de los niveles puede obtenerse a partir de la temperatura de rocío, según se muestra en la fig. 4.12.

4.2.2 Transposición de tormentas

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

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

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

La tormenta puede ser mudada a una región con características climáticas y topográficas similares dentro de la cual se encuentre la cuenca donde se quiere determinar con la PMP.

Para compensar las diferencias entre las condiciones del si

tio donde ocurrió la tormenta y la del lugar donde se ha trasladado es conveniente realizar ciertos ajustes, pero los principales son los siguientes:

- a) Máximo punto de rocío en el sitio donde ocurrió la tormenta.
- b) Máximo punto de rocío en el lugar donde se ha trasladado la tormenta (sitio de proyecto).
- c) Diferencia en altitud entre el sitio de la tormenta y el sitio de proyecto.

4.2.2.1 Ajuste por Máximo punto de rocío en el sitio donde - ocurrió la tormenta

Este ajuste involucra la multiplicación de las cantidades de lluvia de la tormenta observada (h_{ob}) por el factor f_1 para obtener la cantidad de lluvia ajustada (h_{aj}).

El factor f_1 está dado por

$$f_1 = W_2 / W_1$$

donde

W_2 es el agua precipitable entre la altitud del sitio de la tormenta y los 200 mb para el máximo punto de rocío en dicho sitio

W_1 es el agua precipitable entre la altitud del sitio de la tormenta y los 200 mb para el punto de rocío en dicho sitio

4.2.2.2 Ajuste por máximo punto de rocío en el lugar donde se ha trasladado la tormenta (lugar de proyecto).

Para este ajuste se multiplica la cantidad de lluvia observada (h_{ob}) por el factor f_2 para obtener la cantidad de lluvia ajustada h_{a2} . Este factor se calcula como:

$$f_2 = \frac{W_3}{W_2}$$

W_3 es el agua precipitable entre la altitud del sitio de la tormenta y los 200 mb para el máximo punto de rocío en el lugar de proyecto.

W_2 idem, factor f_1

4.2.2.3 Ajuste por diferencia en altitud entre el sitio de la tormenta y el sitio de proyecto

También en función del agua precipitable se obtiene el factor f_3 que multiplicado por la cantidad de lluvia observada - proporciona la ajustada (h_{a3})

El factor f_3 está dado por

$$f_3 = \frac{W_4}{W_3}$$

donde

W_4 es el agua precipitable entre la altitud del sitio de proyecto y los 200 mb para el máximo punto de rocío en el sitio de proyecto

W_3 idem, factor f_2

Es posible encontrar un factor de ajuste total f_4 que sea igual al producto de f_1 , f_2 y f_3 así:

$$f_4 = f_1 f_2 f_3 = \frac{W_2}{W_1} \frac{W_3}{W_2} \frac{W_4}{W_3}$$

$$f_4 = \frac{W_4}{W_1}$$

A éste último ajuste se le llamará transposición.

En ocasiones es necesario realizar un ajuste distinto a los anteriores consistente en modificar las curvas altura de lluvia-área-duración.

Las curvas altura de lluvia-área-duración (h_p -A-d) se refieren a las máximas combinaciones de altura de lluvia respecto a diferentes áreas en la zona de tormenta para varias duraciones de ésta, fig. 4.14. Es frecuente que los datos de la tormenta por transponer se presente en términos de estas curvas.

Las curvas h_p -A-d dibujadas en papel semilogarítmico (el eje logarítmico se refiere a las áreas) son prácticamente líneas rectas. Si la pendiente de estas rectas para la tormenta por trasladar a las de las curvas conocidas en el sitio de proyecto es conveniente modificar a las primeras para que adquieran la forma típica del sitio de proyecto, esto se puede hacer a partir de la curva de una duración seleccionada igualando las pendientes.

En ocasiones se traslada más de una tormenta a la zona de proyecto con objeto de escoger entre todas éstas una que puede ser combinación de las demás, esto puede hacerse a partir de las llamadas envolventes de precipitación.

La envolvente de precipitación se obtiene al dibujar las alturas de lluvia acumuladas contra el tiempo para cada una -

de las tormentas trasladadas ajustadas como se aprecia en la figura 4.13 donde la línea llena corresponde a la curva masa de lluvia de la PMP.

Procedimiento del cálculo

La determinación de la PMP por transposición de tormentas se puede resumir en los siguientes pasos:

a) Con base en la información existente, si la hubiera, relativa a duraciones de tormentas, se obtienen las duraciones para el proyecto en estudio en función del área de la cuenca y la importancia del volumen de agua en el diseño.

b) Analizar la información meteorológica e hidrológica existente, o en caso de no existir se estima, con el fin de determinar las características típicas de las tormentas que pueden ocurrir en la zona. Aun cuando no es una regla general se pueden clasificar como grandes a las diez mayores tormentas ocurridas en la cuenca.

c) Recopilar información histórica de grandes tormentas ocurridas en cualquier parte de la tierra pero con las características similares a las de la cuenca en estudio. Conviene tener esta información en forma de curvas h_p -A-d con el dato de su elevación, punto de rocío observado y punto de rocío máximo.

d) Para el área de la cuenca obtener la curva masa de lluvia, puede ser a partir de las curvas h_p -A-d.

e) Se calcula el factor de transposición.

f) Una vez transpuestas y maximizadas, se seleccionan las tormentas que resultan más desfavorables.

g) Se obtiene la envolvente de precipitación.

h) Se transforma la curva de precipitación acumulada en hidrograma, tomando en cuenta la forma típica de éstos en la cuenca de estudio.

i) Si las condiciones del proyecto en estudio indican la necesidad de utilizar una secuencia de tormentas, se establece cuanto tiempo transcurre entre una y otra.

j) La secuencia de hidrogramas seleccionados constituye la PMP.

Ejemplo 4.8

Obtener la curva masa de la PMP para una curva de área 2588 km^2 a una elevación de 1000m con punto de rocío máximo de 24°C a partir de la tormenta dada por la curva h_p -A-d de la fig.4.14 para la cual se registró una temperatura de rocío de 21°C y punto de rocío máximo de 25°C en una cuenca a una elevación de 800 m.

Solución

Entrando a la fig. 4.14 con el área de 2588 km^2 (1000m^2) se encuentra

duración (horas):	6	12	18	24	36	48	72
altura de lluvia acumulada (mm):	122	168	235	280	350	372	400

Para los ajustes resulta conveniente estimar primero

De la fig. 4.8 con $T_d = 25^\circ\text{C}$ y $p = 200\text{mb}$, $W = 81$

fig. 4.8 con $T_d = 25^\circ\text{C}$ y $Z = 800\text{ m}$, $W = \underline{17}$

$$W_2 = 64 \text{ mm}$$

W_1

De la fig. 4.8 con $T_d = 21^\circ\text{C}$ y $p = 200\text{mb}$, $W = 57$

fig. 4.8 con $T_d = 21^\circ\text{C}$ y $Z = 800\text{ m}$, $W = \underline{13}$

$$W_1 = 44 \text{ mm}$$

W_3

De la fig. 4.8 con $T_d = 24^\circ\text{C}$ y $p = 200\text{ mb}$, $W = 74$

fig. 4.8 con $T_d = 24^\circ\text{C}$ y $Z = 800\text{ m}$, $W = \underline{16}$

$$W_3 = 58 \text{ mm}$$

W_4

De la fig. 4.8 con $T_d = 25^\circ\text{C}$ y $p = 200\text{mb}$, $W = 81$

fig. 4.8 con $T_d = 25^\circ\text{C}$ y $Z = 1000\text{m}$, $W = \underline{21}$

$$W_4 = 60 \text{ mm}$$

Con los resultados anteriores:

a) Factor de ajuste por máximo punto de rocío en el sitio de la tormenta

$$f_1 = \frac{W_2}{W_1} = \frac{64}{44} = 1.45$$

b) Factor de ajuste por máximo punto de rocío en el sitio de proyecto

$$f_2 = \frac{W_3}{W_2} = \frac{58}{64} = 0.91$$

c) Factor de ajuste por diferencia de elevación

$$f_3 = \frac{W_4}{W_3} = \frac{60}{58} = 1.03$$

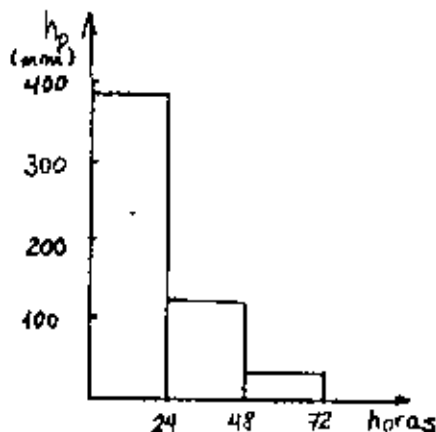
Por lo tanto el factor de ajuste de transposición es

$$f_4 = f_1 f_2 f_3 = 1.36$$

La tormenta ajustada resulta al multiplicar por f_4 las alturas de lluvia de la tabla anterior, con lo que

duración (horas)	6	12	18	24	36	48	72
altura de lluvia ajustada (mm):	166	228	320	381	476	506	544

Un histograma posible para $\Delta t = 24$ horas es:
(381-0=381, 506-381=125 y 544-476=68)



Sin embargo con el empleo de un modelo lluvia-escurremiento a veces las alturas de lluvia del histograma se acomodan de manera que produzcan el escurrimiento máximo.

4.2.3 Estimación de la PMP por métodos estadísticos

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

Debido a la naturaleza aleatoria de los registros de precipitación de tormentas intensas, para áreas del orden de 1000km^2 , es conveniente trabajar con precipitaciones medias en la cuenca.

Los ajustes a distribuciones de probabilidad de precipitaciones máximas han causado ciertas controversias, sin embargo, dan consistencia en la estimación de la precipitación para determinada probabilidad. La mayor parte de las distribuciones usadas en hidrología permiten definir el even to para una cierta probabilidad de igualarlo o excederlo, en términos de la media y desviación estándar de la colección de los eventos; esto es, sea Y la precipitación máxima anual asociada a una probabilidad P_1 (un período de retorno $T_1 = 1/P_1$), donde del conjunto de las precipitaciones máximas anuales se ha determinado la media \bar{Y} y la desviación estándar S_y , entonces

$$Y = \bar{Y} + K S_y$$

donde K es un factor de frecuencia que depende de la probabilidad P_1 .

Es razonable esperar que para el cálculo de la PMP, un valor de K no sea excedido, sea este k_m ; entonces la PMP se

puede expresar como

$$PMP = \bar{Y} + k_m S_y$$

En la práctica el valor de k_m varía con la duración de la tormenta, el lugar y del tipo de tormenta y empíricamente, en los E.E.U.U. se ha expresado en términos de la duración de la lluvia y la precipitación media de las máximas anuales como se muestra en la fig. 4.15; o también, k_m se valua para cada duración como:

$$k_m = \frac{Y_m - \bar{Y}}{S_y}$$

m indica el máximo valor de la serie.

También para obtener la PMP por este método se sugieren algunos ajustes a los parámetros involucrados, en este caso a \bar{Y} y S_y , entre los cuales se mencionan los más importantes.

4.2.3.1 Ajuste por máximo evento observado

Este ajuste se realiza calculando en primera instancia la media y la desviación estándar de la colección de eventos cuando a ésta se le ha quitado el máximo evento de la colección, sean \bar{Y}_{sin} y $S_{y,sin}$ respectivamente, para luego emplear la fig. 4.16.

Con la fig. 4.16a se entra con \bar{Y}_{sin} / \bar{Y} y verticalmente hasta cortar la recta de la longitud de registro que se tenga; la ordenada del punto intersección da el factor r_1 ,

que luego multiplicando por \bar{Y} da la media ajustada.

De manera similar se usa la fig. 4.16b para obtener el factor r_2 para la desviación estándar, el cual se multiplica por S_y para obtener la desviación estándar ajustada.

4.2.3.2 Ajuste por longitud de registro

Empleando la fig. 4.17 se encuentra el ajuste a la media y desviación estándar para tomar en cuenta el tamaño del registro. A esta figura se entra con el número de años del registro y las curvas que dicen media y desviación estándar, lo que permite conocer los factores r_3 y r_4 respectivamente.

También por r_3 se multiplica \bar{Y} y por r_4 a S_y

Ejemplo 4.9

En una cuenca se han registrado para una duración de 24 horas las siguientes precipitaciones máximas anuales (promedio en área de la cuenca).

año	:	1969	1970	1971	1972	1973	1974	1975	1976
precipitación (mm):		20	15	30	22	40	35	15	12
				1977	1978				
				50	20				

Obtener por el método estadístico la PMP para una duración de 24 horas.

Solución

Se calcula primero la media y desviación estándar del registro resultando

$$\bar{Y} = 25.9 \text{ mm}$$
$$S_y = 4.5 \text{ mm}$$

De la fig. 4.15 entrando con \bar{Y} y $d = 24$ horas se obtiene: $K_m = 18.5$

Ahora si se quita el máximo de los valores, o sea 50 y de la colección resultante se calcula la media y la desviación estándar:

$$\bar{Y}_{\text{sin}} = 23.22 \text{ mm}$$
$$S_{\text{sin}} = 4 \text{ mm}$$

Se obtienen a continuación los factores de ajuste.

a) Por máximo evento

$$\text{Con } \frac{\bar{Y}_{\text{sin}}}{\bar{Y}} = \frac{23.22}{25.9} = 0.9 \text{ y } L = 10 \text{ años se encuentra en}$$

figura 4.16a: $r_1 = 0.97$

Con $\frac{S_{\text{sin}}}{S_y} = \frac{4}{4.5} = 0.89$ y $L = 10$ años se encuentra en la figura 4.16b: $r_2 = 1.08$

b) Longitud de registro

Con $L = 10$ años y la figura 4.17 se obtiene

$$r_3 = 1.05 \qquad r_4 = 1.3$$


Entonces resulta

$$\bar{Y} r_1 r_3 = 25.9 (0.97) (1.05) = 26.38$$

$$S_y r_2 r_4 = 4.5 (1.08) (1.3) = 6.32$$

Por lo que la PMP es:

$$PMP = \bar{Y} + K_n S_y = 26.38 + (18.5) (6.32) = 143.3 \text{ mm}$$


con las ajustadas

Bibliografía

Wiesner, C.J., "Hydrometeorology", Chapman and Hall, Gran Bretaña, 1970.

"Manual for estimation of probable maximum precipitation", World Meteorological Organization.

Domínguez Mora R., Apuntes de hidrometeorología, Instituto de Ingeniería de la UNAM, México, 1979.

Recomendaciones para el diseño y revisión de estructuras para el control de avenidas, Compañía Consultores, Comisión del Plan Nacional Hidráulico, México, 1978.

Wilson E.M., "Engineering hydrology", Macmillan, Hong Kong, 1974.

Linsley, Kohler y Paulus, " Hidrología para ingenieros", Mc Graw Hill, México, 1977

Viessman, Knapp, Lewis y Harbaugh, "Introduction to hydrology", Intertext Educational, E.E.U.U., 1977.



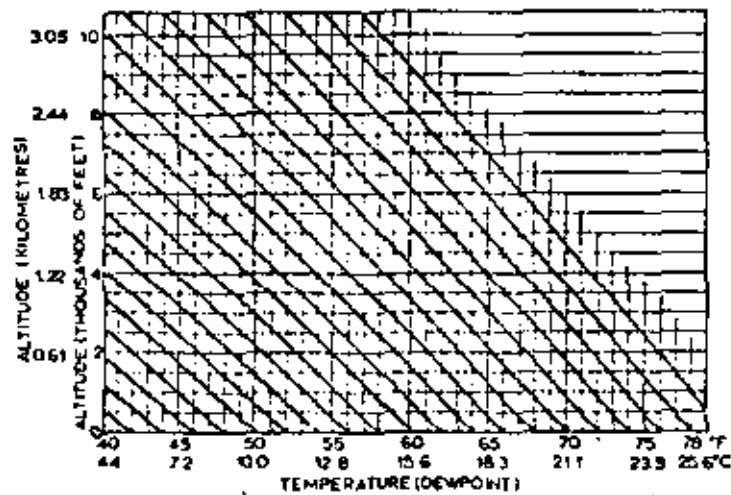


Fig. 4.9 Ajuste del punto de rocío.

TABLA 4.2. LAMINA DE AGUA PRECIPITABLE EN MILIMETROS ENTRE 1000 MILIBARES Y LA ALTURA INDICADA.

ALTURA (METROS)	1000 MILIBARES			PUNTO DE ROCÍO	
	15.6	18.3	21.1	23.9	25.6 °C
61	0.76	1.02	1.02	1.27	1.52
122	1.52	1.78	2.29	2.54	2.79
183	2.29	2.79	3.30	3.81	4.32
244	3.05	3.81	4.32	5.08	5.59
305	3.81	4.57	5.33	6.35	7.11
457	5.59	6.86	7.87	9.40	10.41
610	7.37	8.89	10.41	12.19	13.46
762	9.14	10.92	12.70	15.24	16.76
914	10.92	13.70	14.99	17.76	19.81
1219	13.46	16.26	19.30	22.86	25.40
1524	16.26	19.56	23.37	27.69	30.73
2134	20.83	25.15	30.23	36.32	40.39
3048	25.91	31.75	38.61	46.74	52.32
4572	31.24	38.86	48.01	58.93	66.55
6096	33.78	42.67	53.34	66.55	75.44
9144	35.05	44.96	57.15	73.39	83.57
12192	35.05	44.96	57.66	73.41	85.09

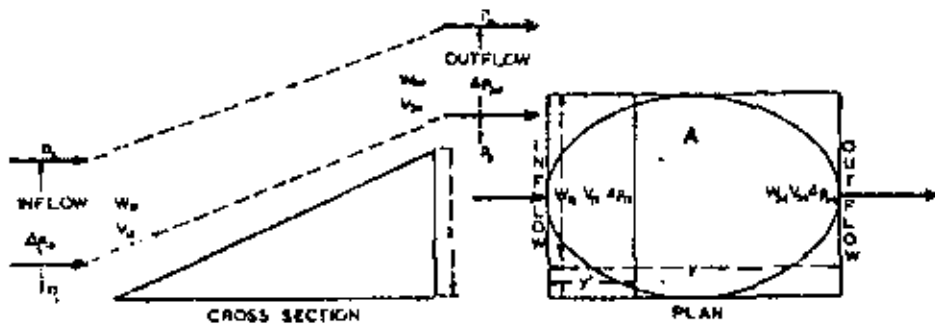


Fig 4.10 Modelo de plano inclinado.

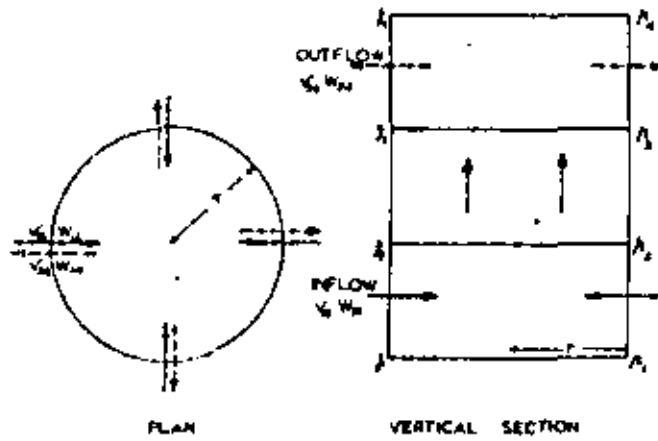


Fig 4.11 Modelo radial (o convergente)

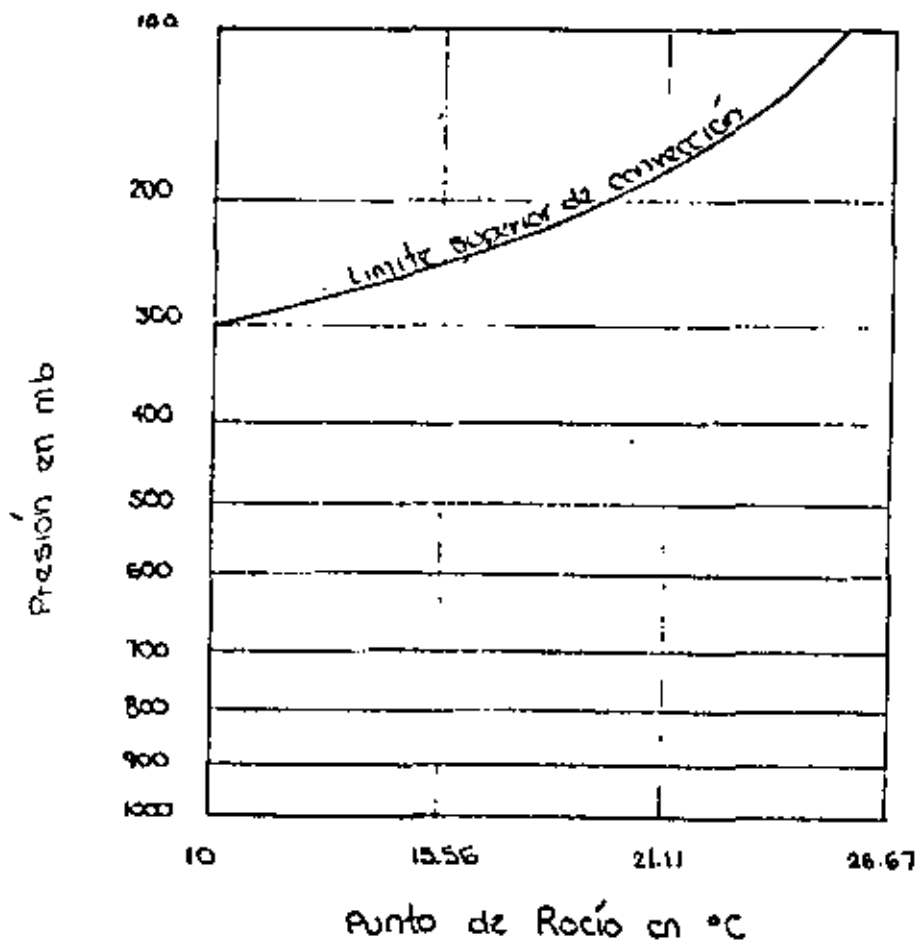


Fig 4.12 Límite superior del modelo radial.

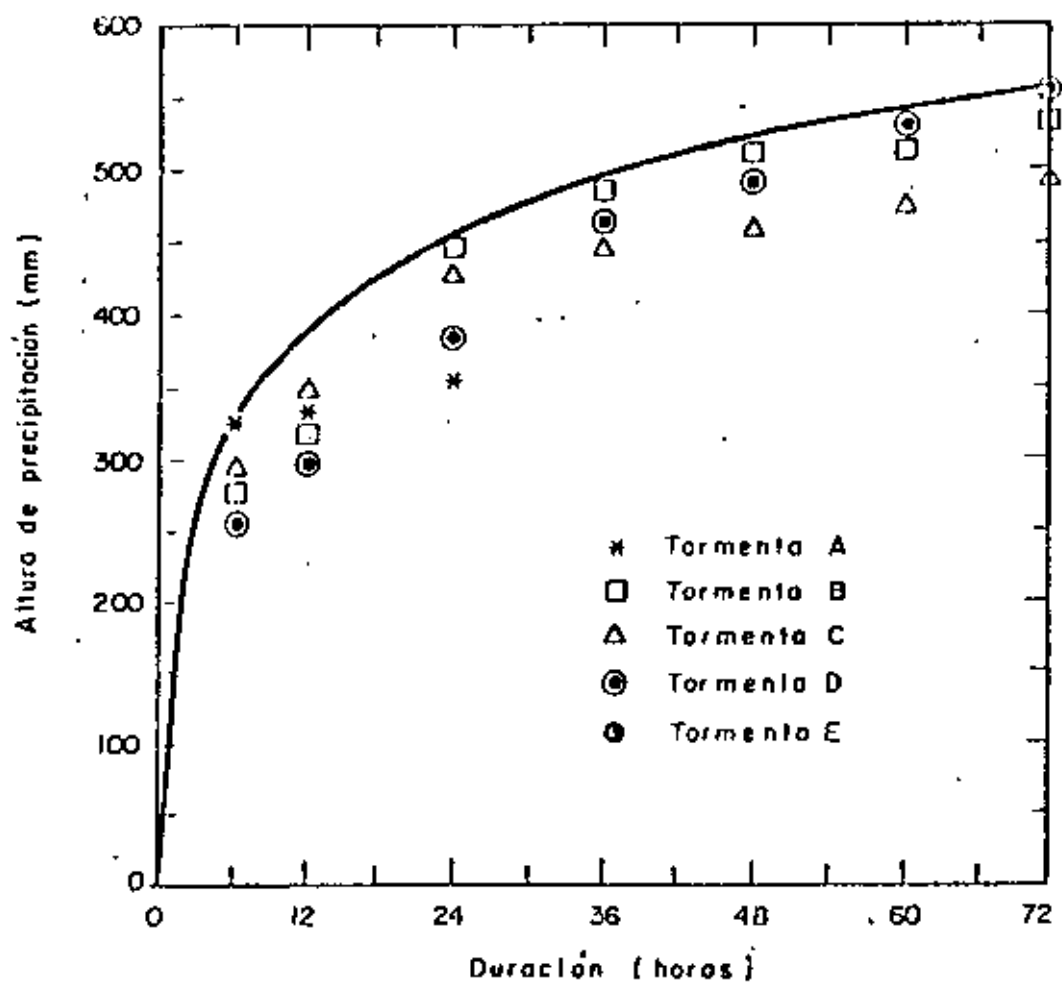


FIG. 4.13 ENVOLVENTE ALTURA DE LLUVIA-DURACION DE VALORES DE TORMENTAS TRANSPUESTAS MAXIMIZADAS.

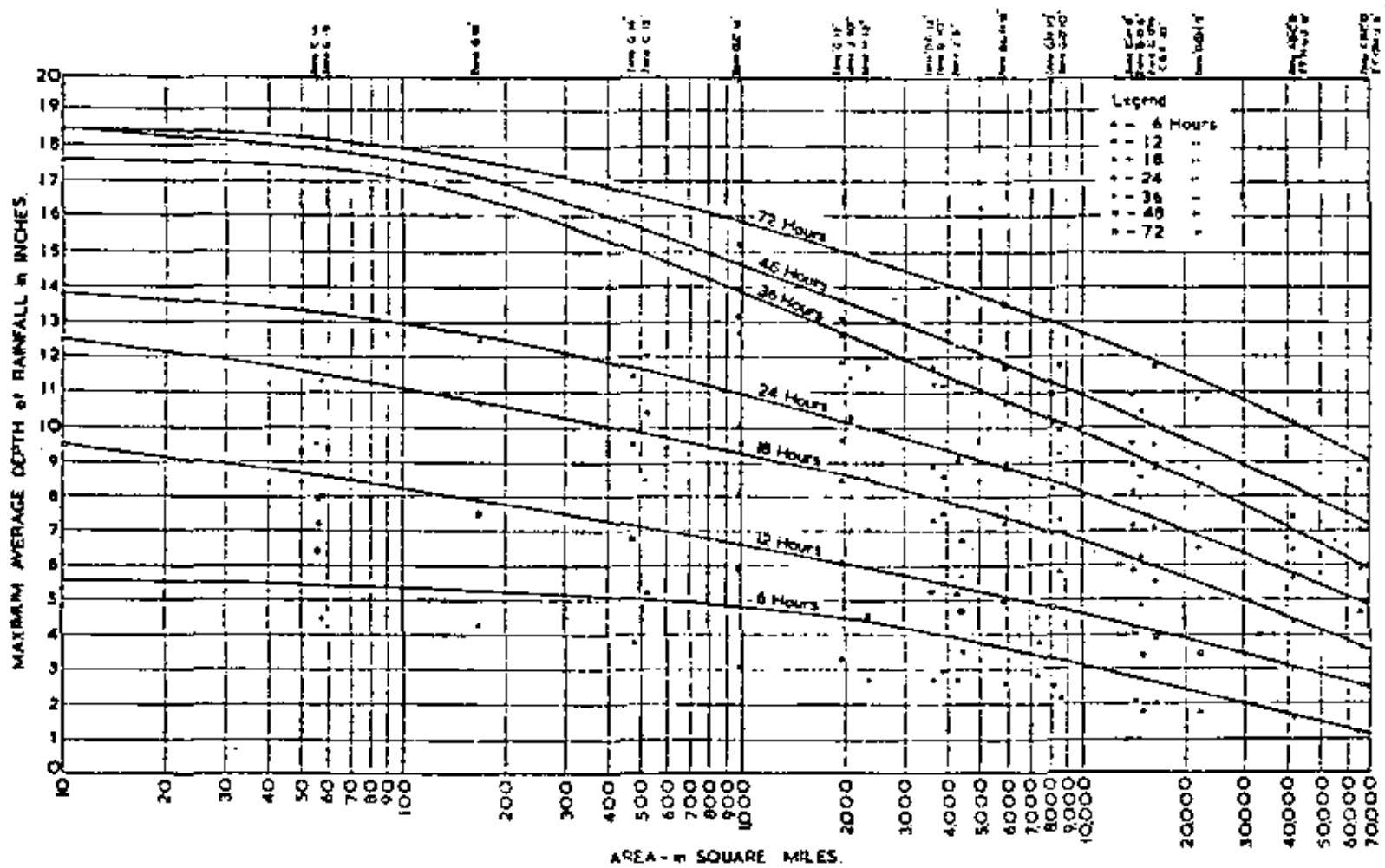


Fig. Maximum depth, duration, area curves.

Fig 4.14 Curvas altura de precipitación-área-duración

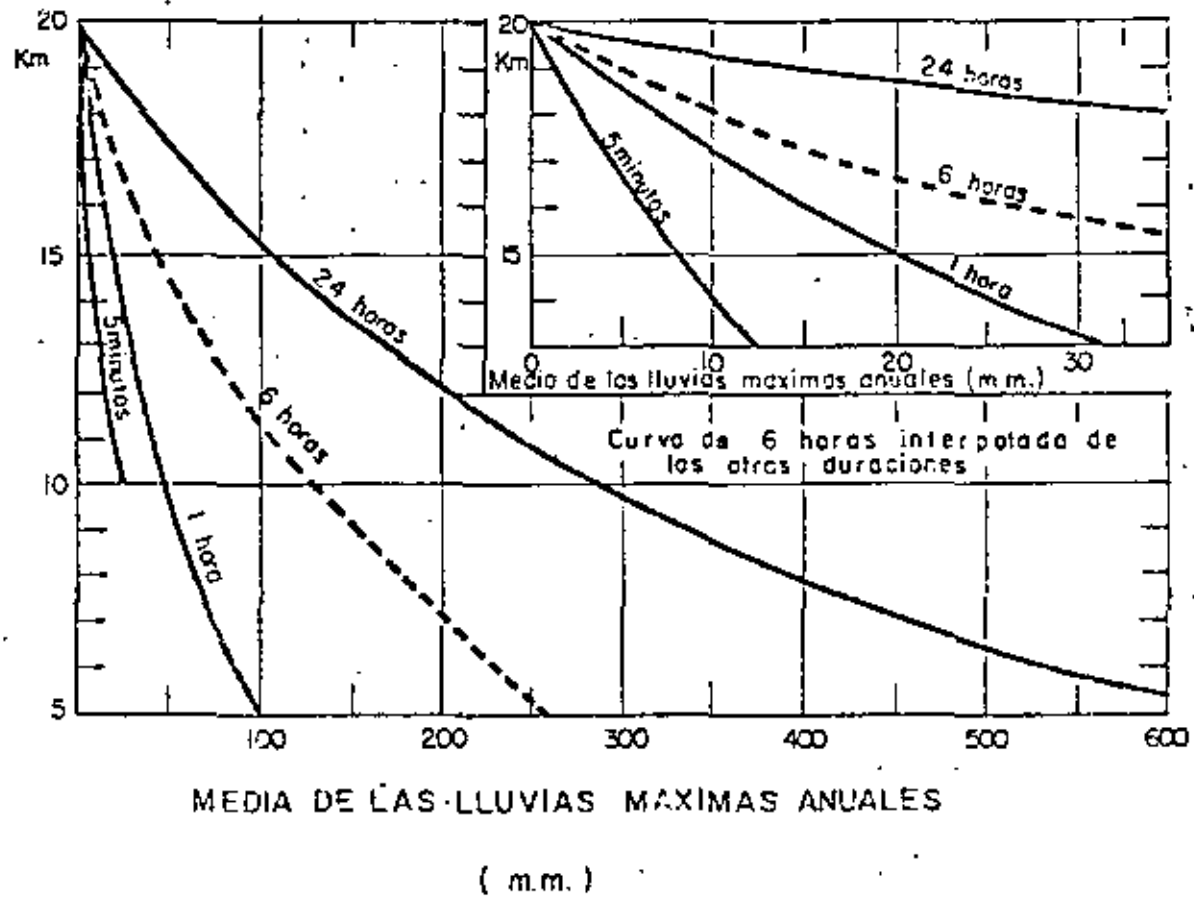
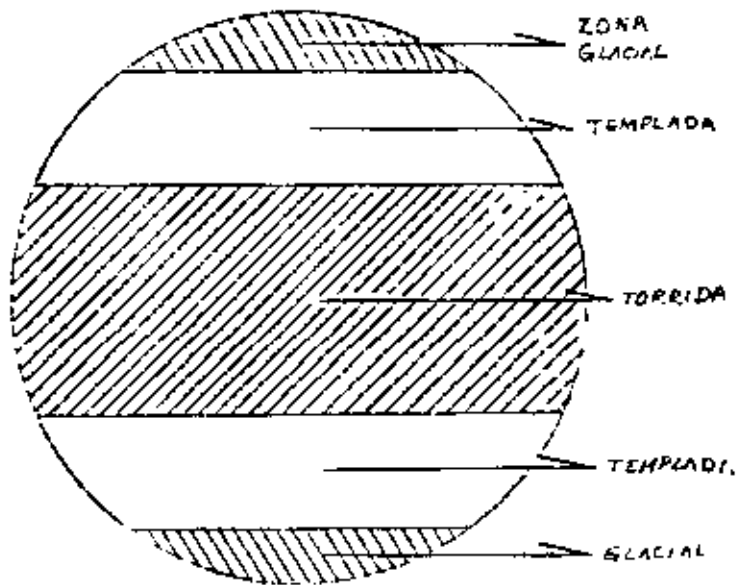
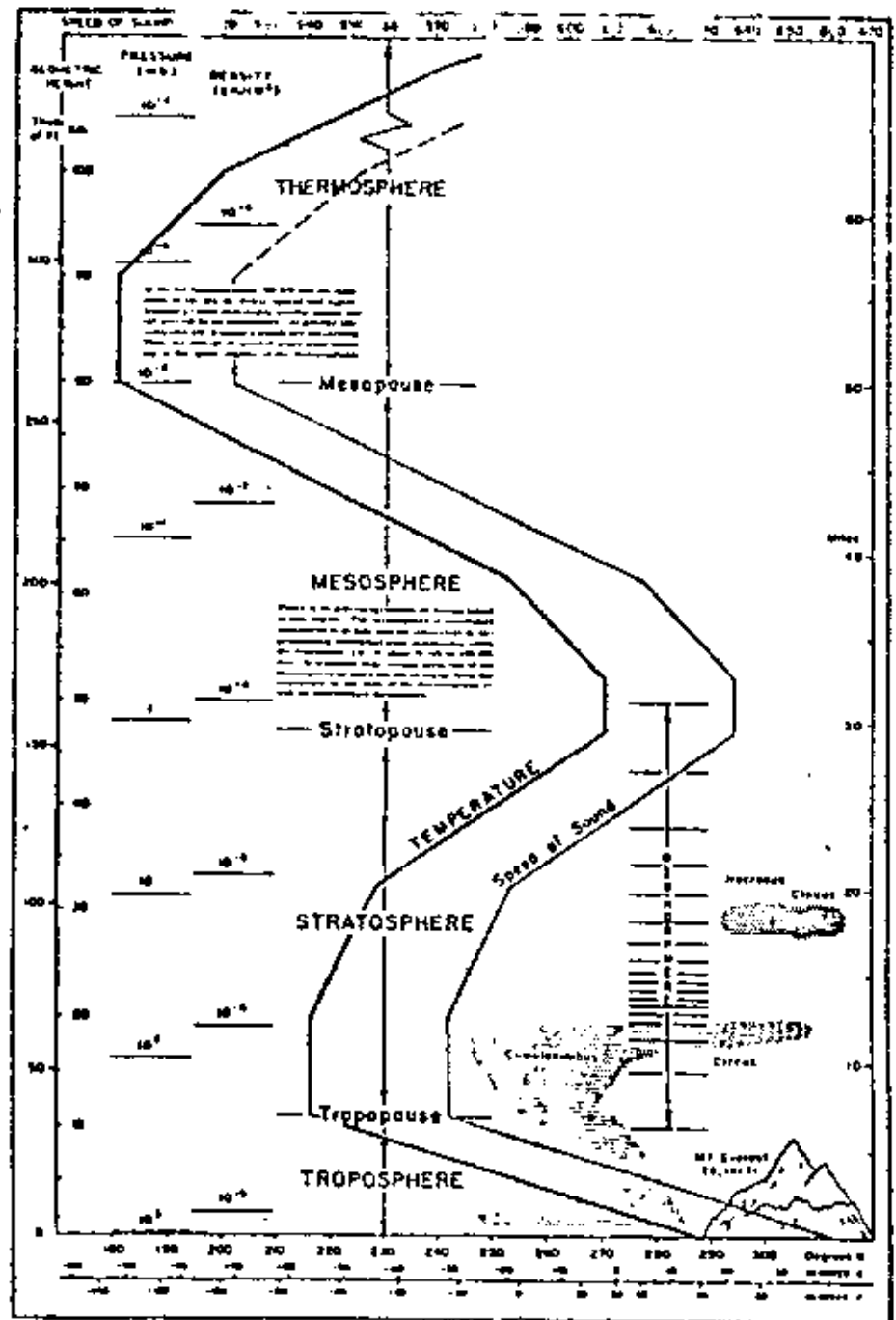


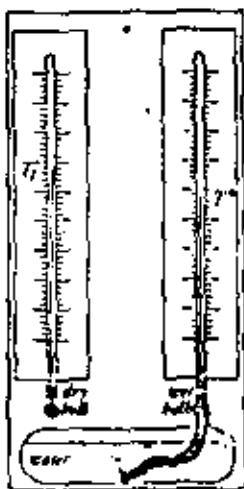
Fig 4.15 Curvas para valor K_m



4.1 Principales zonas térmicas en la tierra.



4.2 Diferentes gradientes de temperatura



4.3 Termómetros de bulbo seco y húmedo.

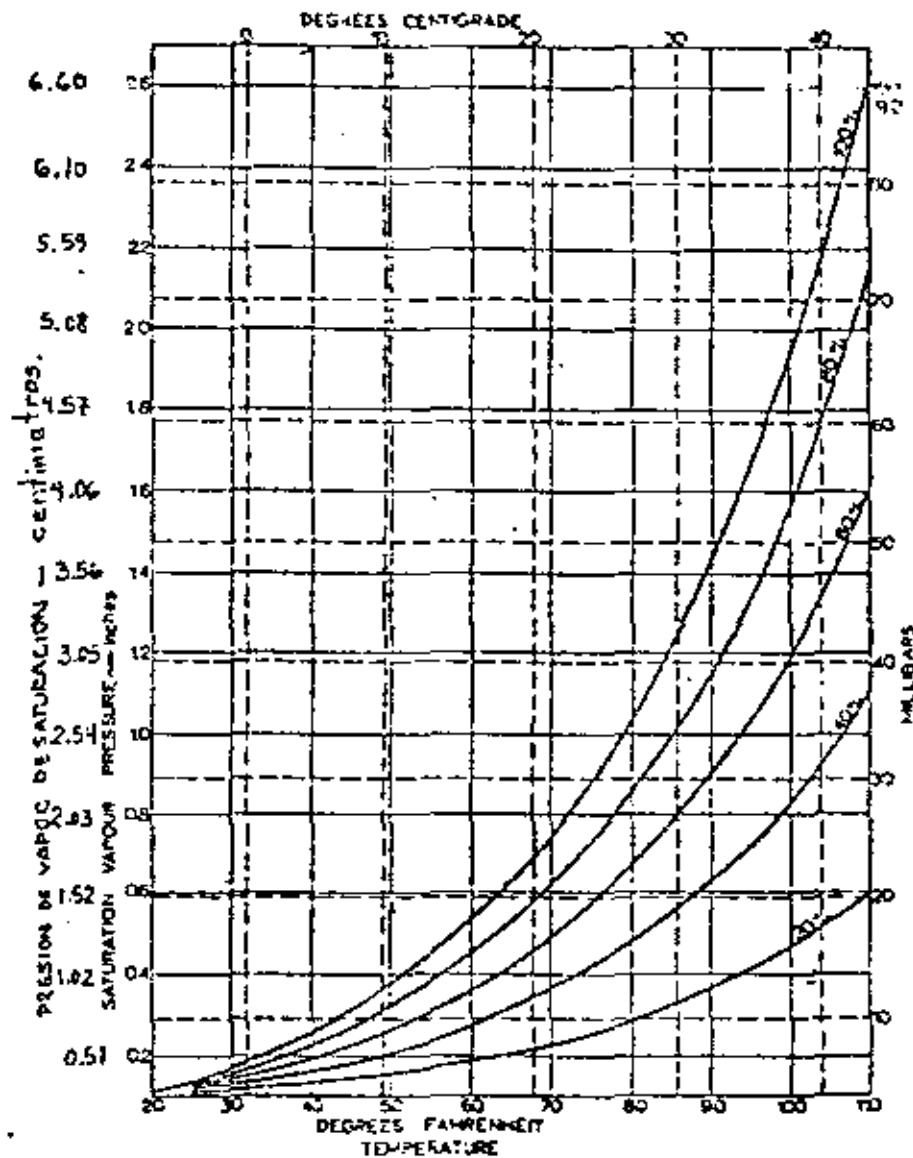


TABLA 4.4

TABLE Saturation vapour pressure e_s in mm Hg (mercury) as a function of temperature t in °C (Negative values of t refer to conditions over ice)

1 mm Hg = 1.36 mbar

t	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	t
-10	2.11										-10
-9	2.32	2.38	2.45	2.52	2.60	2.68	2.76	2.85	2.94	3.03	-9
-8	2.51	2.49	2.47	2.45	2.43	2.41	2.40	2.38	2.36	2.34	-8
-7	2.71	2.69	2.67	2.65	2.63	2.61	2.59	2.57	2.55	2.53	-7
-6	2.91	2.91	2.89	2.86	2.84	2.82	2.80	2.77	2.75	2.73	-6
-5	3.14	3.14	3.11	3.09	3.06	3.04	3.01	2.99	2.97	2.95	-5
-4	3.41	3.39	3.37	3.34	3.32	3.29	3.27	3.24	3.22	3.19	-4
-3	3.67	3.64	3.62	3.59	3.57	3.54	3.52	3.49	3.46	3.44	-3
-2	3.97	3.94	3.91	3.88	3.85	3.82	3.79	3.76	3.73	3.70	-2
-1	4.24	4.21	4.18	4.14	4.11	4.08	4.05	4.03	4.00	3.97	-1
0	4.58	4.55	4.52	4.49	4.46	4.43	4.40	4.36	4.33	4.29	0
0	4.58	4.62	4.65	4.68	4.71	4.75	4.78	4.82	4.86	4.89	0
1	4.92	4.96	5.00	5.03	5.07	5.11	5.14	5.18	5.21	5.25	1
2	5.29	5.33	5.37	5.40	5.44	5.48	5.53	5.57	5.60	5.64	2
3	5.68	5.72	5.76	5.80	5.84	5.88	5.93	5.97	6.01	6.04	3
4	6.10	6.14	6.18	6.21	6.25	6.29	6.34	6.38	6.42	6.46	4
5	6.54	6.58	6.62	6.65	6.69	6.73	6.78	6.82	6.86	6.90	5
6	7.01	7.04	7.08	7.11	7.15	7.19	7.24	7.28	7.32	7.36	6
7	7.51	7.54	7.57	7.61	7.65	7.69	7.74	7.78	7.82	7.86	7
8	8.04	8.07	8.11	8.14	8.18	8.22	8.27	8.31	8.35	8.39	8
9	8.61	8.64	8.67	8.71	8.75	8.79	8.84	8.88	8.92	8.96	9
10	9.20	9.23	9.26	9.30	9.34	9.38	9.43	9.47	9.51	9.55	10
11	9.81	9.84	9.87	9.91	9.95	9.99	10.04	10.08	10.12	10.16	11
12	10.45	10.48	10.51	10.55	10.59	10.63	10.68	10.72	10.76	10.80	12
13	11.12	11.15	11.18	11.22	11.26	11.30	11.35	11.39	11.43	11.47	13
14	11.84	11.87	11.90	11.94	11.98	12.02	12.07	12.11	12.15	12.19	14
15	12.59	12.62	12.65	12.69	12.73	12.77	12.82	12.86	12.90	12.94	15
16	13.28	13.31	13.34	13.38	13.42	13.46	13.51	13.55	13.59	13.63	16
17	14.01	14.04	14.07	14.11	14.15	14.19	14.24	14.28	14.32	14.36	17
18	14.78	14.81	14.84	14.88	14.92	14.96	15.01	15.05	15.09	15.13	18
19	15.59	15.62	15.65	15.69	15.73	15.77	15.82	15.86	15.90	15.94	19
20	16.44	16.47	16.50	16.54	16.58	16.62	16.67	16.71	16.75	16.79	20
21	17.33	17.36	17.39	17.43	17.47	17.51	17.56	17.60	17.64	17.68	21
22	18.26	18.29	18.32	18.36	18.40	18.44	18.49	18.53	18.57	18.61	22
23	19.23	19.26	19.29	19.33	19.37	19.41	19.46	19.50	19.54	19.58	23
24	20.24	20.27	20.30	20.34	20.38	20.42	20.47	20.51	20.55	20.59	24
25	21.29	21.32	21.35	21.39	21.43	21.47	21.52	21.56	21.60	21.64	25
26	22.38	22.41	22.44	22.48	22.52	22.56	22.61	22.65	22.69	22.73	26
27	23.51	23.54	23.57	23.61	23.65	23.69	23.74	23.78	23.82	23.86	27
28	24.68	24.71	24.74	24.78	24.82	24.86	24.91	24.95	24.99	25.03	28
29	25.89	25.92	25.95	25.99	26.03	26.07	26.12	26.16	26.20	26.24	29
30	27.14	27.17	27.20	27.24	27.28	27.32	27.37	27.41	27.45	27.49	30
t	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	t

Fig 4.4 Variación de la presión de vapor de saturación con la temperatura.

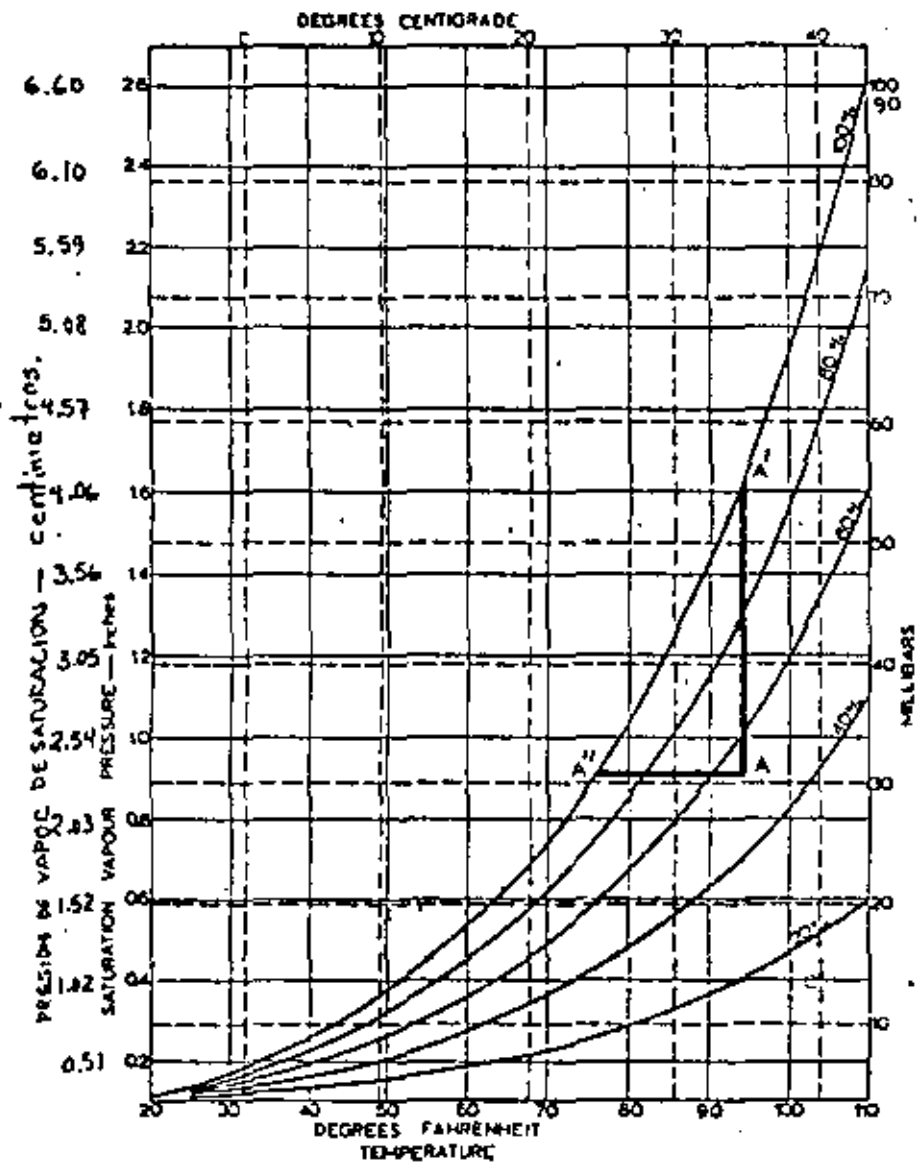


Fig. 4.5

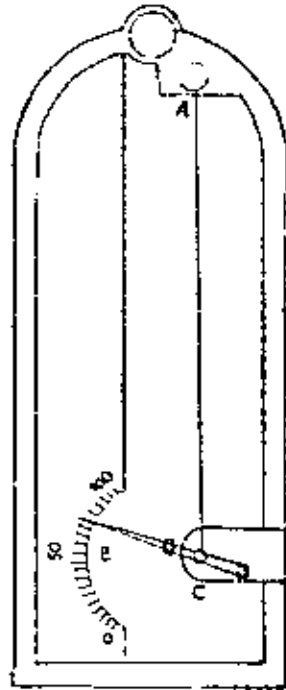


Fig 4.6 Higrometro de cabello

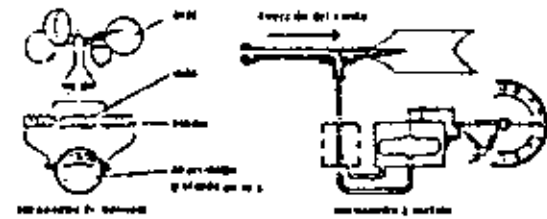


Fig 4.7 Anemómetros.

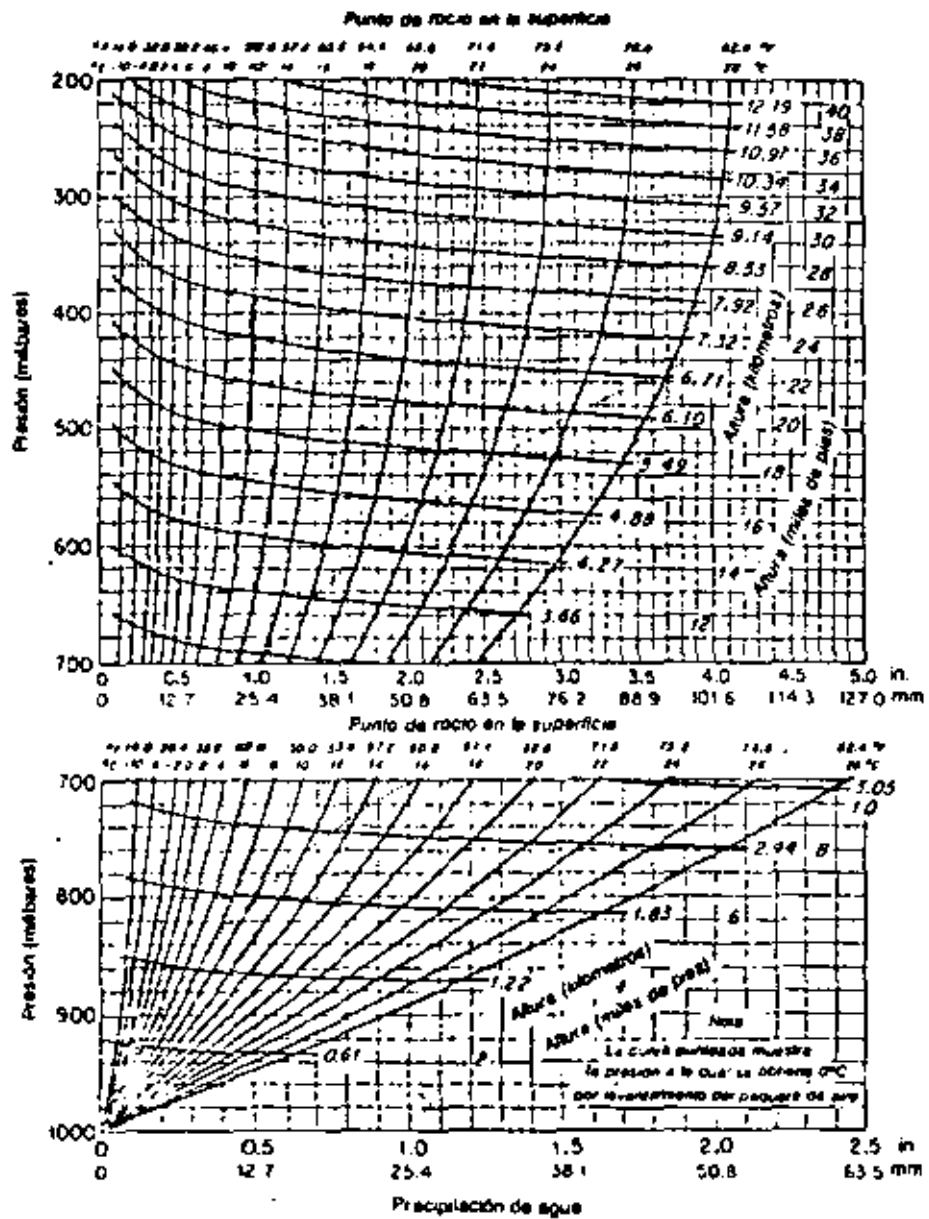
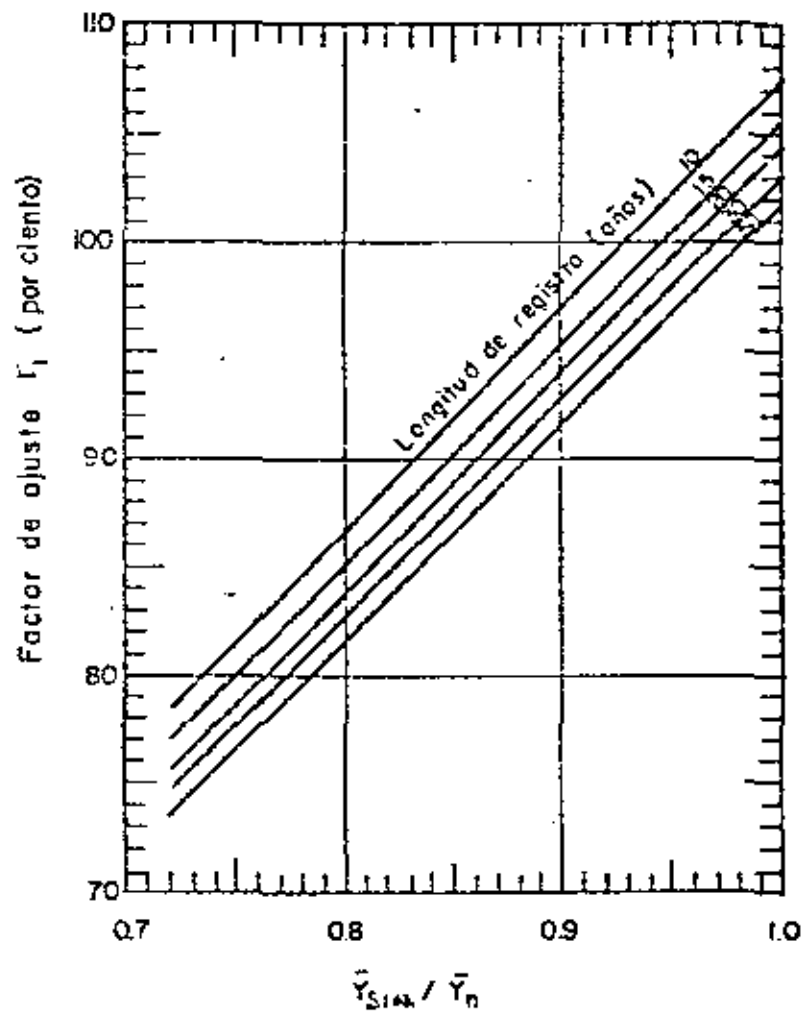
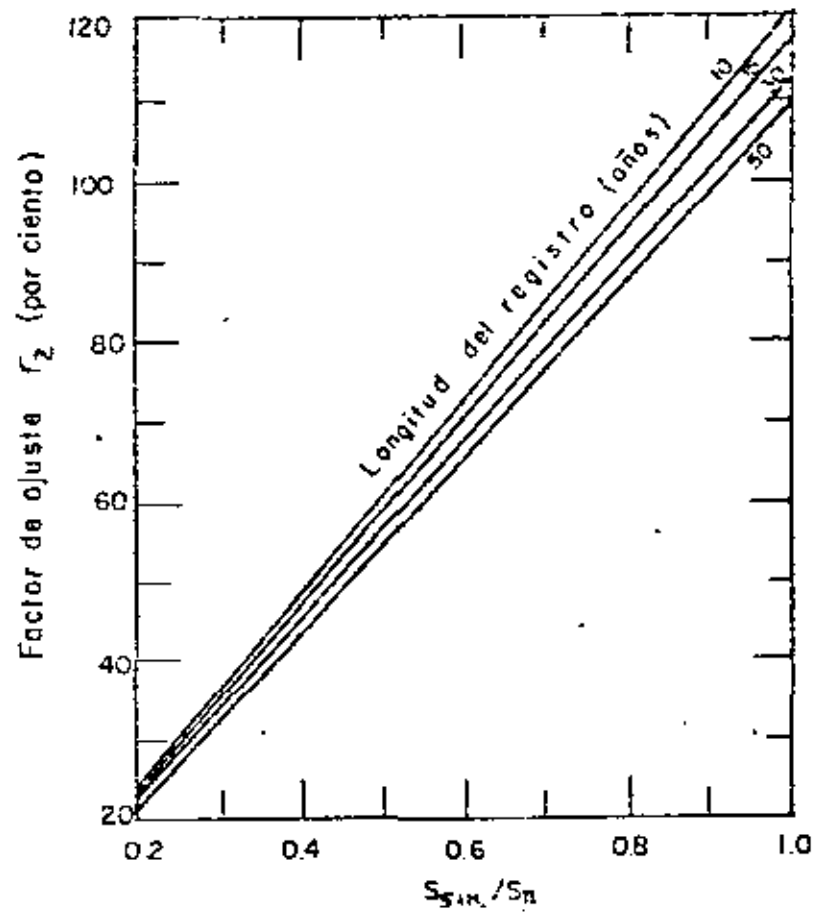


Fig 4.8



(a)



(b)

Fig 4.16 Curvas para el ajuste por máximo evento.

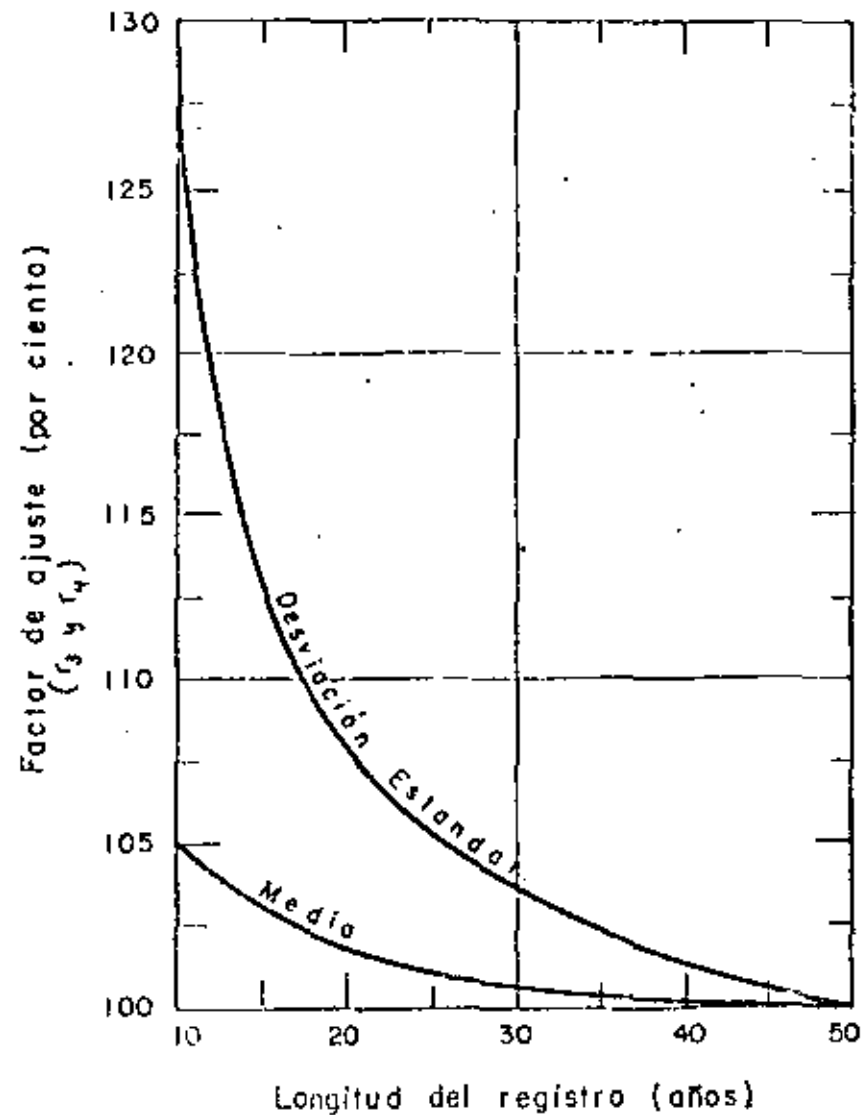


FIG. 4.17 AJUSTE DE LA MEDIA Y DESVIACION ESTANDAR DE LAS SERIES ANUALES POR LONGITUD DEL REGISTRO.





centro de educación continua
división de estudios de posgrado
facultad de ingeniería unam



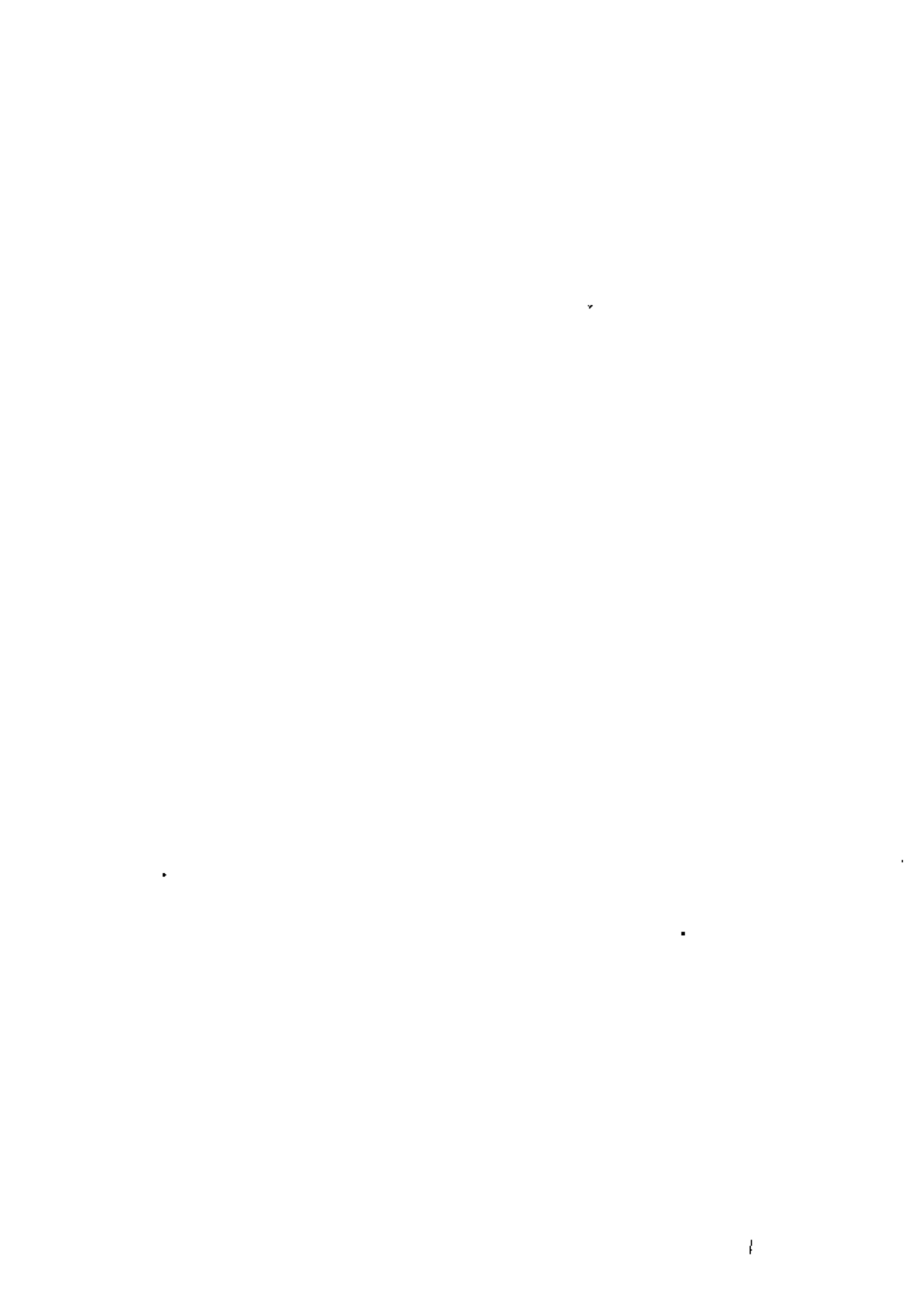
HIDROLOGIA DE DISEÑO

ANALISIS DE COMPONENTES PRINCIPALES

ANTONIO CAPELLA V.

JOSE LUIS SANCHEZ B.

DICIEMBRE, 1979.



CONCEPTOS MATEMATICOS

Trabajemos con una serie $X(t)$ cuya media es cero

Serie original

$X(t)$

X_1

X_2

X_3

X_4

X_n

→ cuya media
es $\bar{X} = \frac{\sum_{i=1}^N X_i}{N}$

$$X(t) = x(t) - \bar{X}$$

Serie con media

esto
 $X(t)$

X_1

X_2

X_3

X_4

X_n

Definamos ahora la covarianza de X de orden τ

$$C_X(\tau) = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N X(t_i) X(t_{i+\tau})$$

$C_X(2)$:

X_1

X_3

X_2

X_4

X_3

X_5

X_4

X_6

\vdots

\vdots

X_{n-2}

X_n

X_{n-1}

X_n

} no tienen sentido
estos productos

$C_X(-2)$:

X_1

X_2

X_3

X_4

\vdots

X_n

X_1

X_2

X_3

X_4

\vdots

X_{n-2}

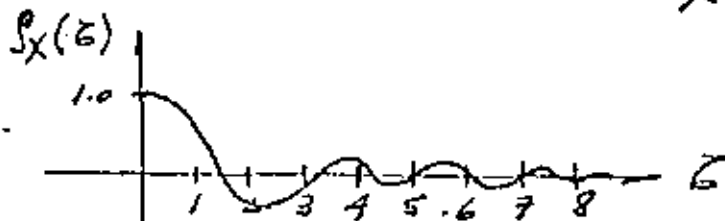
} no tienen
sentido estos
productos

Se cumple que $C_X(\tau) = C_X(-\tau)$

Definamos ahora el coeficiente de correlación de orden τ

$$\rho_X(\tau) = \frac{C_X(\tau)}{C_X(0)} \rightarrow \rho_X(0) = \frac{C_X(0)}{C_X(0)} = 1.0$$

Correlograma



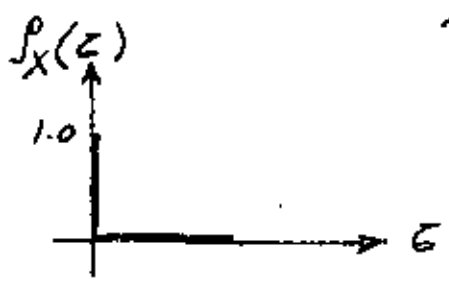
λ primer ausencia

Hagamos una similitud con los conceptos de regresión

$$r_{xy} = \frac{\sum XY}{\sqrt{\sum X^2 \sum Y^2}} \iff \rho_X(\tau) = \frac{\sum X(t_i)X(t_i+\tau)}{C_X(0)}$$

Si $r_{xy} = 0$
 no hay relación
 entre X y Y

Si $\rho_X(\tau) = 0$
 no hay relación entre
 $X(t_i)$ y $X(t_i+\tau)$



$$\tau = 0 \quad \rho_X(0) = 1$$

$$\tau \neq 0 \quad \rho_X(\tau) = 0$$

λ - permite ver si hay relaciones entre los distintos elementos de una serie \implies AUTOREGRESIVIDAD

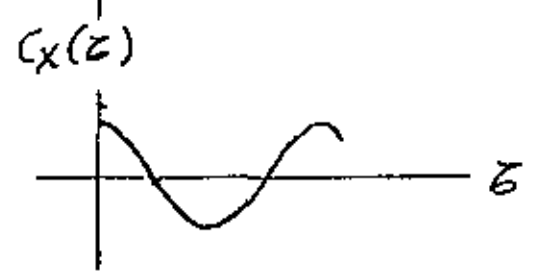
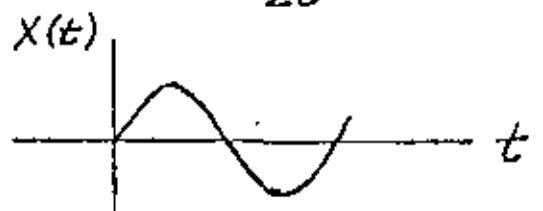
Assumimos que:

$$X(t_i) = a \sin(\theta t_i) \quad \text{por lo que}$$

$$X(t_i+\tau) = a \sin[\theta t_i + \theta \tau]$$

Aplicando la definición de covariancia de X de orden τ se puede demostrar que

$$C_X(\tau) = \frac{a^2 \tau}{2\theta} \cos(\theta \tau)$$

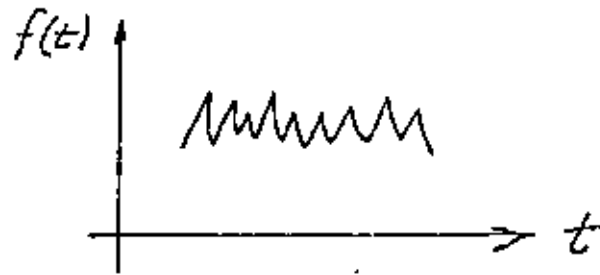


Si $X(t_i) = a_1 \sin(\theta_1 t_i) + a_2 \sin(\theta_2 t_i)$ (senoides encimadas)

$C_X(\tau) \implies$ cosenoides encimadas

TEORIA DEL ESPECTRO

$f(t)$ función definida para cada t



Si llamamos frecuencia a $\omega = \frac{2\pi}{T}$; si T varía, ω varía

$$\left. \begin{array}{l} f(t_0) \cos(\omega t_0) \\ f(t_1) \cos(\omega t_1) \\ f(t_n) \cos(\omega t_n) \end{array} \right\} \begin{array}{l} \text{se hacen estos productos y se} \\ \text{suman} \\ \sum_{j=0}^N f(t_j) \cos(\omega t_j) = F(\omega) \end{array}$$

Transformada de Fourier de $f(t)$

$$F(\omega) = \int_{-\infty}^{\infty} f(t) e^{-i\omega t} dt$$

$$e^{-i\omega t} = \cos \omega t - i \sin \omega t$$

si se toma solo la parte real

$$e^{-i\omega t} = \cos \omega t$$

$$\Rightarrow F(\omega) = 2 \int_0^{\infty} f(t) \cos \omega t dt = 2 \sum_{j=0}^N f(t) \cos(\omega t)$$

También existe la recíproca - antitransformada

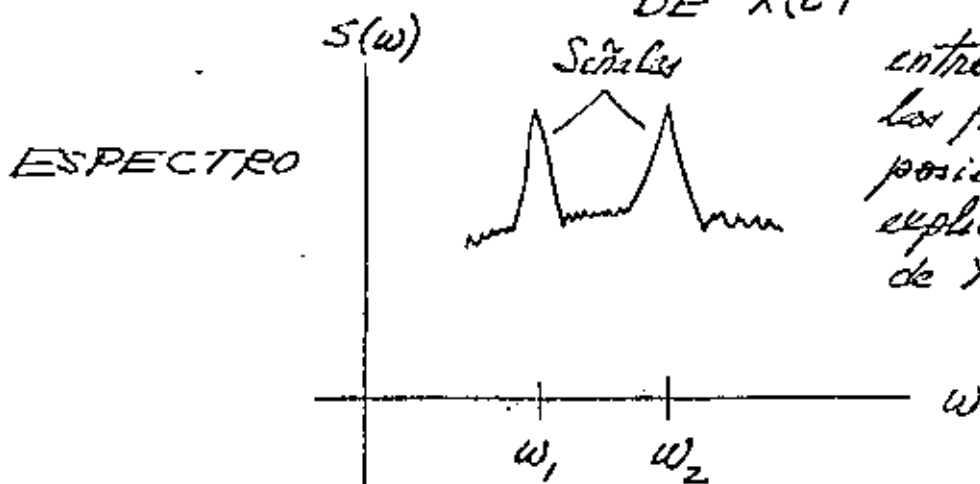
$$f(t) = \int_{-\infty}^{\infty} F(\omega) e^{i\omega t} d\omega$$

Si se obtiene la función $X(t)$ y su covarianza $C_X(\tau)$ y se forma la transformada de Fourier de esta última

$$S(\omega) = 2 \sum_{\tau=0}^N C_X(\tau) \cos(\omega \tau)$$

Transformada de Fourier de su autocovarianza llamada

DENSIDAD DE POTENCIA ESPECTRAL DE $X(t)$

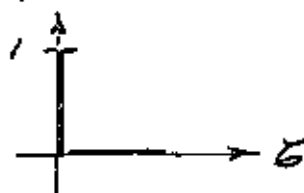


entre ω_1 y ω_2 se tem en las frecuencias de los posibles procesos que explican la variabilidad de X

ω_1 y ω_2 tienen relación con las componentes cíclicas de la serie $X(t)$

Tomemos el caso

$$P_X(z)$$

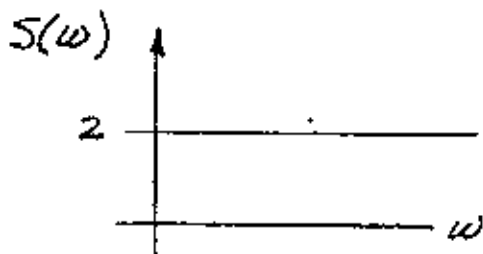


$$C_X(0) = 1$$

$$C_X(z) = 0 \quad z \neq 0$$

Se puede llegar a demostrar que

$$S(\omega) = 2$$



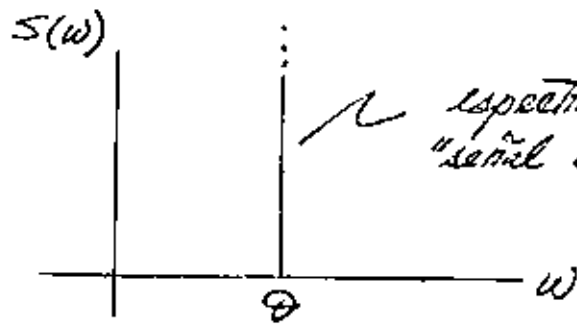
Ruido blanco - proceso estocástico que está formado por todas las senoides que pueden ocurrir

Para el caso que $X(t) = a \sin \theta t$ se puede llegar a demostrar

$$C_X(z) = \frac{a^2 \pi}{2\theta} \cos(\theta z)$$

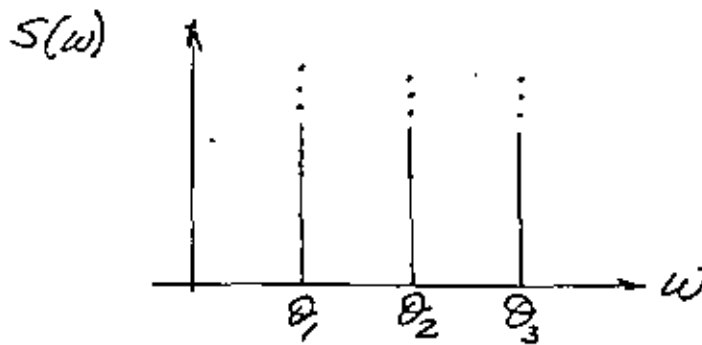
$$S(\omega) = \frac{a^2 \pi}{2\theta} \frac{1}{\theta - \omega} \int_0^{\infty} \cos[(\theta - \omega)z] \{d[(\theta - \omega)z]\} + \frac{a^2 \pi}{2\theta} \frac{1}{\theta + \omega} \int_0^{\infty} \cos[(\theta + \omega)z] \{d[(\theta + \omega)z]\}$$

si $\vartheta = \omega$ $S(\omega) \rightarrow \infty$



espectro curioso
"señal emitida muy fuerte"

si: $X(t) = a_1 \sin \vartheta_1 t + a_2 \sin \vartheta_2 t + a_3 \sin \vartheta_3 t$
el espectro resulta



En una serie cronológica con la teoría del espectro podemos calcular cuántos vales ϑ_1 , ϑ_2 y ϑ_3 .

HIDROLOGIA SINTETICA

La técnica de simulación ha sido una herramienta importante para el diseñador, ya sea simulando el vuelo de un -- aeroplano en un túnel de viento, o simulando una disposición -- de equipo con modelos a escala de maquinaria. Con la ayuda de las computadoras digitales se han podido simular experimentos en forma rápida, por lo que esta técnica ha cobrado un incre-- mento importante para el investigador de operaciones. Estas -- notas tratan de presentar el modelo matemático que permite si-- mular los principales datos hidrológicos y climatológicos que se presentan en los Aprovechamientos Hidráulicos.

Una serie de datos que están ligados con el tiempo y que tienen la peculiaridad de ser aleatorios definen lo que se llama una serie cronológica. Por lo tanto, los datos hidroló-- gicos y climatológicos constituyen una serie cronológica.

La teoría de las series cronológicas permite hacer -- predicciones futuras a corto y a largo plazo de estos datos y consiste en lo siguiente: determinar a partir de los datos -- existentes las funciones determinísticas del tiempo y la parte aleatoria que los componen.

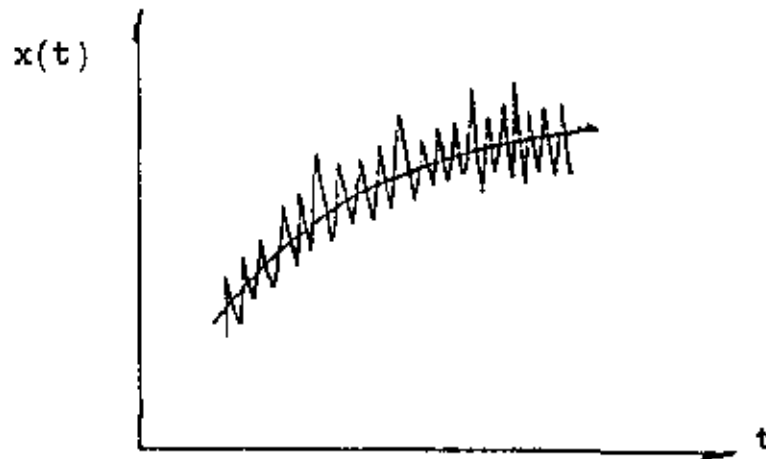
Las funciones determinísticas del tiempo son: la me-- dia y la tendencia, las componentes cíclicas y la autoregresi-- vidad. A la parte aleatoria de los datos se le acostumbra lla-- mar "ruido" y las predicciones futuras podrán realizarse cuando --

se logre establecer un modelo matemático que permita generar el ruido.

A continuación se indica como pueden obtenerse las funciones determinísticas del tiempo y el ruido de la serie cronológica $x(t)$.

Media y tendencia

En la serie representada en la figura se aprecia que existe un valor medio. Además, este valor puede crecer (como se observa en la figura) o decrecer con el tiempo. A esta característica se le denomina tendencia de la serie.



Para obtener la media y la tendencia de la serie - - aceptemos que ésta está definida por la siguiente ecuación:

$$x(t) = a_0 + a_1 t + a_2 t^2 + \dots + \frac{y(t)}{\text{error}}$$

Aplicando la técnica de los mínimos cuadrados se pueden obtener los valores de las constantes a_1

$$\begin{bmatrix} N & \sum t & \sum t^2 & \dots \\ \sum t & \sum t^2 & \sum t^3 & \dots \\ \sum t^2 & \sum t^3 & \sum t^4 & \dots \\ \dots & \dots & \dots & \dots \\ \dots & \dots & \dots & \dots \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} a_0 \\ a_1 \\ a_2 \\ \cdot \\ \cdot \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \sum x \\ \sum xt \\ \sum xt^2 \\ \cdot \\ \cdot \end{Bmatrix}$$

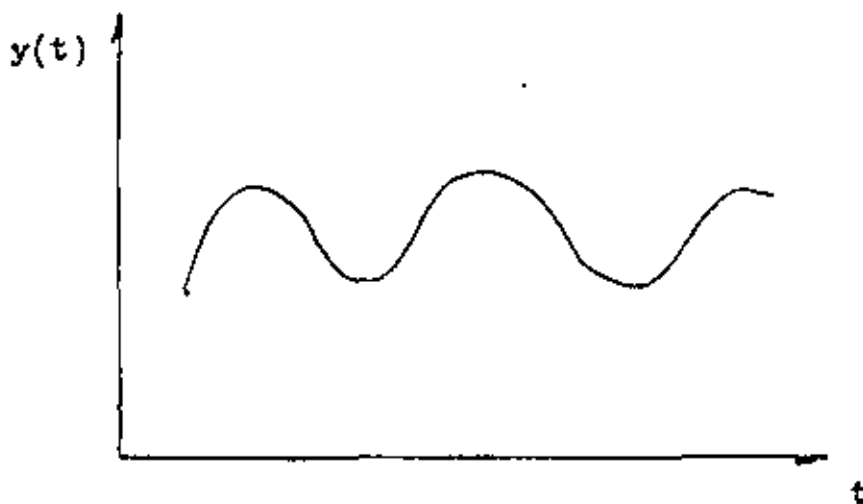
si resulta que $a_0 \gg a_1$ y $a_0 \gg a_2$ entonces $a_0 = \frac{\sum x}{N}$ y se puede concluir que la serie tiene tan solo media (la media permanece constante en el tiempo). En hidrología es común que no exista tendencia.

Quitemos de la serie original la media y la tendencia

$$y(t) = x(t) - \underbrace{(a_0)}_{\text{media}} - \underbrace{(a_1 t + a_2 t^2 + \dots)}_{\text{tendencia}}$$

a esto se le llama "remoción de la media y la tendencia de la serie original".

Si al remover la media y la tendencia queda la serie como se indica en la figura



no hay duda que existe componente cíclica

Componentes cíclicas

Aceptemos que la nueva serie está dada por la ec

$$y(t) = \underbrace{b_1^c \text{sen} \theta_1 t}_{B_1 X_1(t)} + \underbrace{b_1^s \text{cos} \theta_1 t}_{B_2 X_2(t)} + \underbrace{b_2^c \text{sen} \theta_2 t}_{B_3 X_3(t)} + \underbrace{b_2^s \text{cos} \theta_2 t}_{B_4 X_4(t)} + \underbrace{z(t)}_{\text{error}}$$

Aplicando las técnicas de mínimos cuadrados se pueden obtener los coeficientes B_i que representan las amplitudes de las componentes cíclicas

$$\begin{bmatrix} C_{11} & C_{12} & C_{13} & C_{14} \\ C_{12} & C_{22} & C_{23} & C_{24} \\ C_{13} & C_{23} & C_{33} & C_{34} \\ C_{14} & C_{24} & C_{34} & C_{44} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} B_1 \\ B_2 \\ B_3 \\ B_4 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} C_{y1} \\ C_{y2} \\ C_{y3} \\ C_{y4} \end{bmatrix}$$

donde

$$C_{11} = \sum_{i=1}^N X_1(t_i) X_1(t_i) = \sum_{i=1}^N \text{sen}(\theta_1 t_i) \text{sen}(\theta_1 t_i)$$

$$C_{22} = \sum_{i=1}^N \text{cos}(\theta_1 t_i) \text{cos}(\theta_1 t_i)$$

$$C_{12} = \sum_{i=1}^N \text{sen}(\theta_1 t_i) \text{cos}(\theta_1 t_i)$$

$$C_{y1} = \sum_{i=1}^N y(t_i) \text{sen}(\theta_1 t_i)$$

$$C_{y2} = \sum_{i=1}^N y(t_i) \text{cos}(\theta_1 t_i)$$

Para obtener el defasamiento aceptemos que

$$y(t) = a_1 \text{sen}(\theta_1 t + k_1) + a_2 \text{sen}(\theta_2 t + k_2) + z(t) =$$

$$= a_1 \left[\text{sen}(\theta_1 t) \text{cos} k_1 + \text{cos}(\theta_1 t) \text{sen} k_1 \right] + a_2 \left[\text{sen}(\theta_2 t) \text{cos} k_2 + \right.$$

$$\left. + \text{cos}(\theta_2 t) \text{sen} k_2 \right] + z(t)$$

Al comparar esta expresión con la antes considerada para $y(t)$ se tiene que

$$y(t) = \underbrace{a_1 \cos k_1}_{\substack{b_1^c \\ B_1}} \text{sen}(\theta_1 t) + \underbrace{a_1 \text{sen } k_1}_{\substack{b_1^s \\ B_2}} \text{cos}(\theta_1 t) + \dots$$

hagamos

$$(B_1)^2 + (B_2)^2 = a_1^2 (\cos^2 k_1 + \text{sen}^2 k_1) = a_1^2$$

de donde

$$a_1 = \sqrt{(B_1)^2 + (B_2)^2}$$

que es la amplitud de la primer componente cíclica. En forma semejante la amplitud de la segunda componente cíclica es

$$a_2 = \sqrt{(B_3)^2 + (B_4)^2}$$

Ahora, realicemos la siguiente operación

$$\frac{B_2}{B_1} = \frac{a_1 \text{sen } k_1}{a_1 \text{cos } k_1} = \tan k_1$$

de donde

$$k_1 = \text{ang tan } \frac{B_2}{B_1}$$

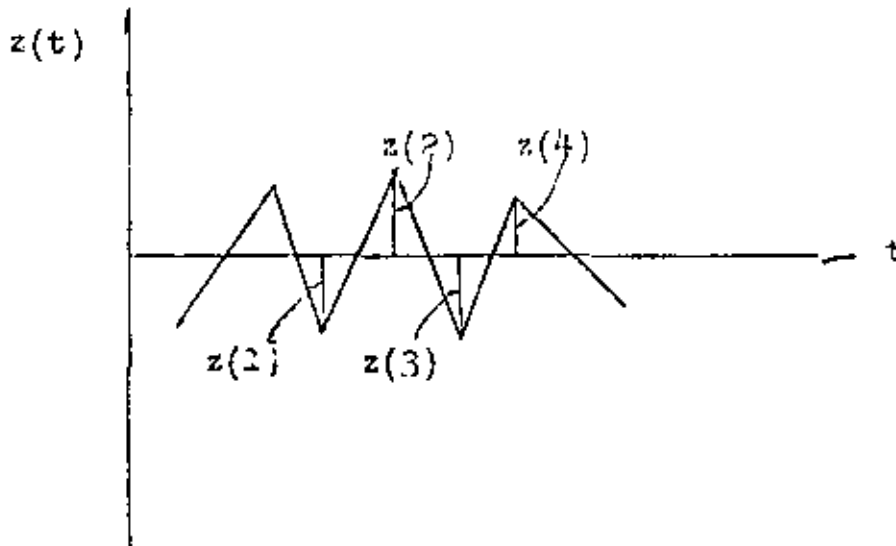
que es el defasamiento de la primer componente cíclica. Análogamente el defasamiento de la segunda componente cíclica es

$$k_2 = \text{ang tan } \frac{B_4}{B_3}$$

Componente autoregresiva

Si se remueven las componentes cíclicas de la serie $y(t)$ se obtiene la nueva serie $z(t)$

La nueva interrogante es ¿ $z(4)$ depende de $z(3)$, $z(2)$, etc? A esta característica se le denomina componente autorregresiva de la serie. Para obtenerla aceptemos que



$$z(t) = a_1 z(t-1) + a_2 z(t-2) + a_3 z(t-3) + \dots + \frac{\text{error}}{\epsilon}$$

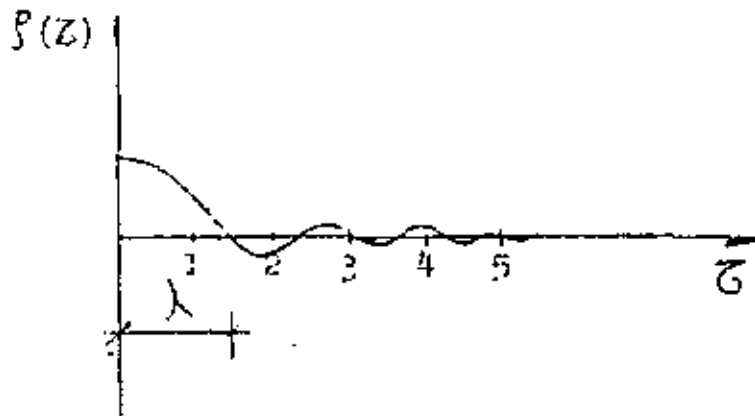
aplicando las técnicas de mínimos cuadrados se pueden obtener

los valores de las constantes a_1

$$\begin{bmatrix} C_z(0) & C_z(1) & C_z(2) & \dots \\ C_z(1) & C_z(0) & C_z(1) & \dots \\ C_z(2) & C_z(1) & C_z(0) & \dots \\ \dots & \dots & \dots & \dots \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} a_1 \\ a_2 \\ a_3 \\ \dots \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} C_z(1) \\ C_z(2) \\ C_z(3) \\ \dots \end{Bmatrix}$$

donde $C_z(\bar{z})$ es la covarianza de z de orden \bar{z} .

Si formamos el correlograma de la serie $z(t)$ se tendría



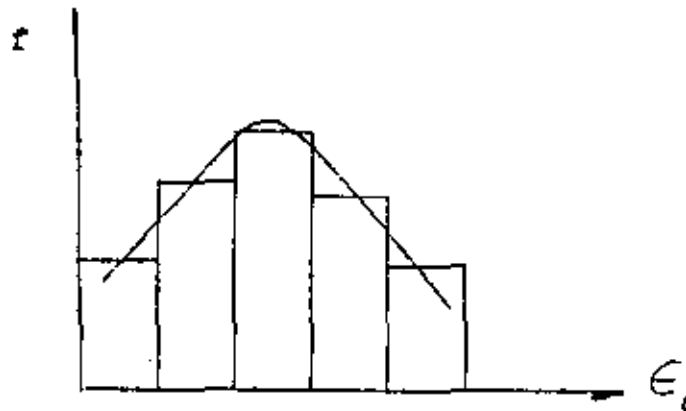
Donde el correlograma corta por primera vez al eje $\bar{\epsilon}$ define el valor del primer alcance, λ . Este parámetro nos indica la autorregresividad de la serie. En la figura $1 < \lambda < 2$ lo que indica que tan solo existe autorregresividad con el valor anterior. En hidrología es común que no exista autorregresividad en mas de la primera etapa.

El modelo quedaría así:

$$x(t) = \bar{x} + \sum_{j=1}^N b_j \text{sen}(\theta_j t + k_j) + \sum_{k=1}^M a_k z(t-k) + \underbrace{\epsilon}_{\text{ruido}}$$

Análisis del ruido

El modelo matemático que permite generar el ruido se apoya en los modelos que proporciona la teoría de probabilidades. Por lo tanto, con los valores ϵ_i del ruido se construye un histograma



Este histograma nos da la clave para asociarlo con alguna de las distribuciones de probabilidades conocidas. Por ejemplo, el histograma de la figura tiene tipo de normal, le aplicamos la prueba χ^2 y comprobamos la hipótesis. Si resulta cierto -- nuestro modelo quedará así:

$$x(t) = \bar{x} + \sum_{j=1}^N b_j \text{sen}(\vartheta_j t + k_j) + \sum_{k=1}^M a_k z(t-k) + \epsilon(\text{NOR}, \bar{\epsilon}, s_{\epsilon}^2)$$

Una vez que se tiene el modelo se pueden hacer predicciones o simulaciones. Si al realizar predicciones resultan ruidos negativos muy grandes tales que $X(t)$ sea negativo, aunque comprobemos que el ruido tenía distribución normal, tendremos que cambiar a una distribución lognormal.

Si se tubiera mas de una serie

$$x(t) = \bar{x} + \sum_{j=1}^N b_j \text{sen}(\vartheta_j t + k_j) + \sum_{k=1}^M a_k z(t-k) + \epsilon(\text{NOR}, \bar{\epsilon}_x, \bar{s}_x^2)$$

$$y(t) = \bar{y} + \sum_{r=1}^R c_r \text{sen}(\vartheta_r t + k_r) + \sum_{q=1}^Q d_q z(t-q) + \epsilon(\text{NOR}, \bar{\epsilon}_y, \bar{s}_y^2)$$

Los ruidos pueden estar correlacionados y no se puede proceder como antes para elaborar los dos modelos. Se necesita aplicar la teoría de las componentes principales a los dos ruidos resultantes de las dos series.

EJEMPLO DE APLICACION

Los ingresos anuales a una presa están dados por la serie siguiente. Considerándolos como una serie cronológica, formule el modelo de la misma.

t	x(t)	y(t)	y(t)sen30°t	y(t)cos30°t	sen ² 30°t	cos ² 30°t	z(t)
1	0.31	0.73	0.37	0.63	0.25	0.75	0.625
2	0.48	0.13	0.81	0.47	0.75	0.25	1.185
3	-2.57	-2.09	-2.09	0	1.0	0.0	-1.543
4	-0.39	0.12	0.10	-0.06	0.75	0.25	0.812
5	-2.83	-2.29	-1.15	1.98	0.25	0.75	-1.638
6	0.36	0.93	0	-0.93	0.0	1.0	1.367
7	-1.04	-0.44	0.22	0.38	0.25	0.75	-0.335
8	0.09	0.72	-0.62	-0.45	0.75	0.25	0.465
9	0.08	0.74	-0.74	0	1.0	0.0	-0.193
10	-0.38	0.31	-0.27	0.15	0.75	0.25	-0.382
11	-0.90	-0.18	0.09	-0.16	0.25	0.75	-0.832
12	-0.44	0.31	0	0.31	0	1.0	-0.127
			<u>-3.28</u>	<u>2.64</u>	<u>6</u>	<u>6</u>	<u>-0.21</u>

MEDIA Y TENDENCIA

Aceptando que

$$x(t) = a_0 + a_1 t + a_2 t^2 + \dots + y(t)$$

y aplicando la técnica de mínimos cuadrados nos queda

$$\begin{bmatrix} 12 & 78 & 144 & 6084 \\ 78 & 144 & 6084 & 60710 \\ 144 & 6084 & 60710 & 630708 \\ 6084 & 60710 & 630708 & 8.12 \times 10^8 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} a_0 \\ a_1 \\ a_2 \\ a_3 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} -7.23 \\ -44.81 \\ -333.91 \\ -2956.73 \end{Bmatrix}$$

Resolviendo este sistema de ecuaciones se encuentra que

$$\begin{aligned} a_0 &= -0.39 \\ a_1 &= -0.03 \\ a_2 &= 0 \\ a_3 &= 0 \end{aligned}$$

Por lo tanto

$$x(t) = -0.39 - 0.03t + y(t)$$

Removiendo la media y la tendencia de la serie original nos queda la nueva serie y(t)

$$y(t) = x(t) - (-0.39 - 0.03t) = x(t) + 0.39 + 0.03t$$

COMPONENTE CICLICA

Aceptando que

$$y(t) = B_1 \text{sen } \vartheta t + B_2 \text{cos } \vartheta t + z(t)$$

$$= a_1 \text{sen}(\vartheta t + k_1) + z(t)$$

Por tratarse de los ingresos mensuales a una presa, la frecuencia puede seleccionarse como

$$\vartheta = \frac{360^\circ}{12} = 30^\circ$$

Aplicando la técnica de mínimos cuadrados se tiene

$$\begin{bmatrix} 6 & 0 \\ 0 & 6 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} B_1 \\ B_2 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -3.28 \\ 2.64 \end{bmatrix}$$

de donde

$$B_1 = -0.55$$

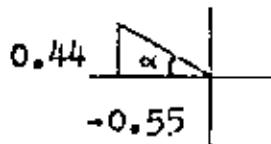
$$B_2 = 0.44$$

La amplitud de la componente ciclica es

$$a_1 = \sqrt{(-0.55)^2 + (0.44)^2} = 0.70$$

y el defasamiento

$$k_1 = \text{ang tan } \frac{0.44}{0.55}$$



$$\alpha = -38.66^\circ$$

$$k_1 = 180^\circ - 38.66^\circ = 141.34^\circ$$

Por lo tanto

$$y(t) = 0.70 \text{ sen}(30^\circ t + 141.34^\circ) + z(t)$$

Removiendo la componente ciclica se tiene la nueva serie $z(t)$

$$z(t) = y(t) - 0.70 \text{ sen}(30^\circ t + 141.34^\circ)$$

COMPONENTE AUTOAGRESIVA

Para obtener el primer alcance es necesario que la serie $z(t)$ tenga medio ciclo. Por lo tanto, a la serie $z(t)$ hay que restarle el valor promedio que vale

$$\bar{z} = - \frac{0.21}{12} = -0.018$$

$z(t) - \bar{z}$	$\bar{z} = 1$
0.643	1.203
1.203	-1.525
-1.525	0.830
0.830	-1.620
-1.620	1.385
1.385	-0.317
-0.317	0.483
0.483	0.211
0.211	-0.364
-0.364	-0.814
-0.814	-0.109
-0.109	-

Los valores de la covariancia de z de orden 0 y 1 son

$$c_z(0) = \frac{1}{12} (10.603)$$

$$c_z(1) = \frac{1}{12} (-6.097)$$

Por lo que el coeficiente de correlación de orden 1 vale

$$\rho(1) = -\frac{6.097}{10.603} = -0.575$$

Puesto que $\rho(1) < 0$ se puede afirmar que $\lambda < 1$ y que no existe correlación entre los $z(t)$. Por consiguiente $z(t)$ es ruido puro.

El modelo matemático de la serie nos queda finalmente como

$$x(t) = -0.039 - 0.03t + 0.70 \sin(30t + 141.34^\circ) + \epsilon$$

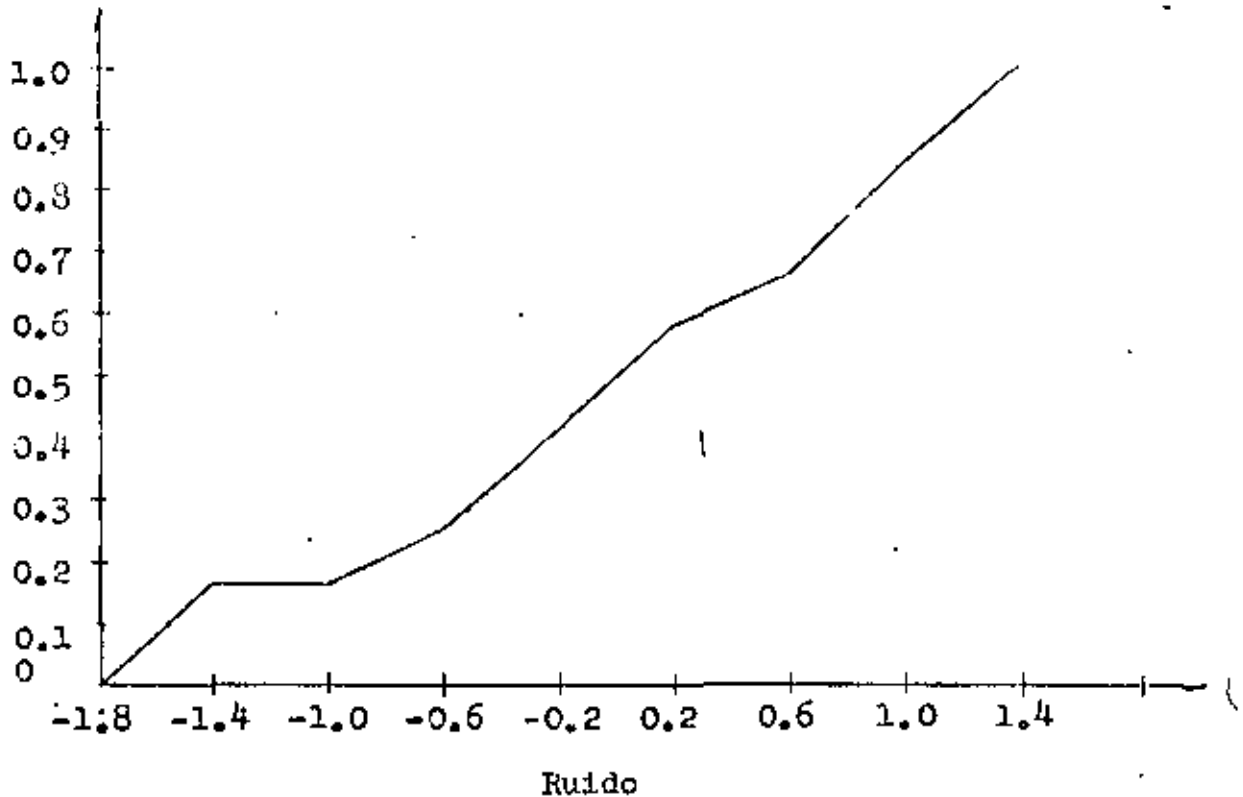
Para simular nuevos valores de la serie es necesario generar el ruido.

ANÁLISIS DEL RUIDO

Para analizar el ruido dividimos los valores extremos de este en intervalos y obtengamos su frecuencia y su frecuencia acumulada.

Intervalos	Frecuencia	Frecuencia Acumulada
-1.80 a -1.40	$\frac{2}{12} = 0.167$	0.167
-1.40 a -1.00	0	0.167
-1.00 a -0.60	0.083	0.250
-0.60 a -0.20	0.167	0.417
-0.20 a 0.20	0.167	0.584
0.20 a 0.60	0.083	0.667
0.60 a 1.00	0.167	0.834
1.00 a 1.40	0.167	1.001

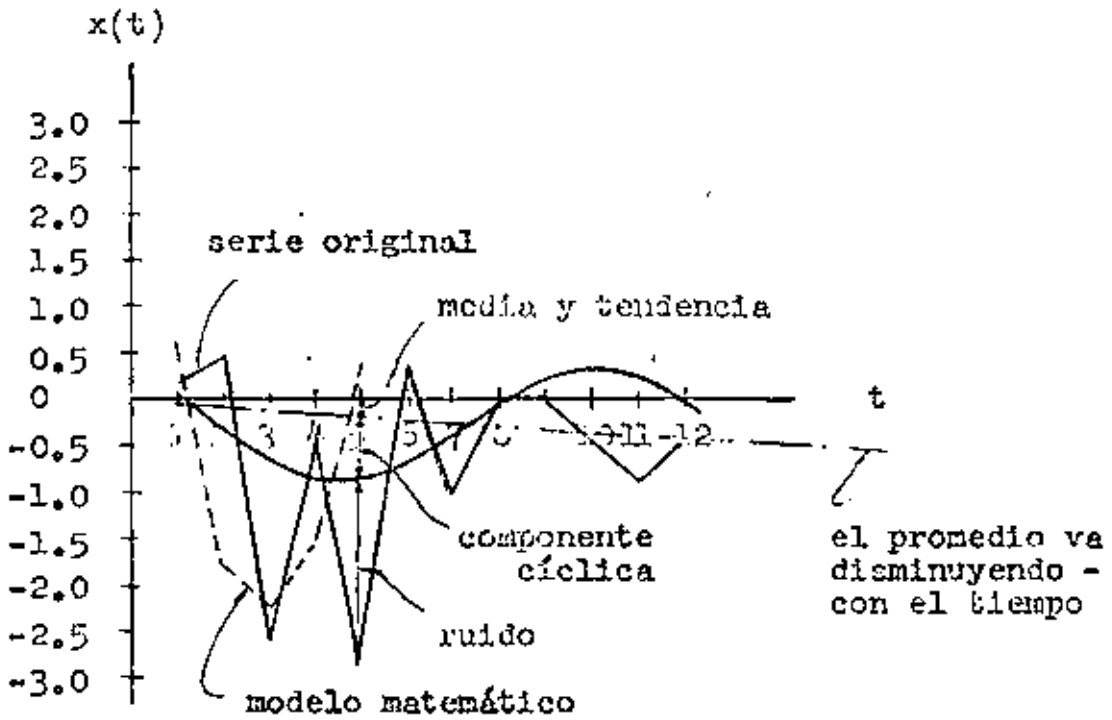
Con esta información es posible graficar la distribución de frecuencias -
relativas acumuladas del ruido. En base a esta gráfica y una tabla de -
Frecuencia acumulada



números aleatorios es posible generar el ruido. La forma de hacerlo con-
sista en tomar un número aleatorio (NA) y localizarlo sobre el eje de fre-
cuencias acumuladas. Refiriéndolo a la curva de frecuencias acumuladas
y posteriormente al eje del ruido, se obtendrá un ruido que tiene la mis-
ma distribución de frecuencias que el ruido de la serie original.

t	$-0.039 - 0.03t + 0.70 \text{ sen } (30^\circ t + 141.34^\circ)$	NA	€	X(t)
1	0.036	0.65	0.6	0.636
2	-0.354	0.16	-1.4	-1.754
3	-0.676	0.09	-1.58	-2.256
4	-0.851	0.22	-0.72	-1.571
5	-0.841	0.91	1.22	0.379

En la figura siguiente se grafica la serie original y superpuesta a ella
los cinco valores simulados con el modelo matemático propuesto.





CONTRATO NUM. 41 CLAVE: P-8

ELABORACION DE UN MODELO MATEMATICO
PARA EL ESTUDIO DE LA CUENCA DEL BAJO
RIO BRAVO, TAMPS.

CONCEPTO 2. - ESTUDIO ESTADISTICO DE
LOS DATOS Y LA GENERACION DE REGIS
TROS SINTETICOS.

CAPITULO 1. -Análisis de Componentes Principales ✓

Antonio Capella V.

José Luis Sánchez S.*

Patrocinado por
SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS

NOVIEMBRE 1987

150

*Profesores Investigadores, Facultad de Ingeniería, UNAM

• • •

3.1.2. COMPONENTES PRINCIPALES.

1. INTRODUCCION

En este artículo se describen los estudios que el Instituto de Ingeniería ha realizado, por encargo de la Secretaría de Recursos Hidráulicos, para disponer de un modelo matemático que, simulando las más variadas condiciones de funcionamiento de un sistema hidrológico, permita tomar decisiones sobre las obras que han de realizarse, para lograr un mejor aprovechamiento del agua.

Basado en las ideas expuestas por Kendall ⁽¹⁾ y siguiendo los criterios de Hufschmidt y Fiering ^(2,3) este escrito tiene como meta aclarar y difundir las ideas de estos investigadores, adaptándolas a nuestro medio, con la esperanza de interesar a los ingenieros mexicanos que se dedican a este tipo de actividades.

2. PLANTEAMIENTO

Supóngase, con relación a la figura 1, que en la cuenca B se dispone de una presa en b y se debe tomar la decisión de construir una presa c, o bien una a, o modificar la presa b, o más aún, hacer alguna combinación de todas estas obras para lograr la mejor y más

económica forma de utilizar el agua.

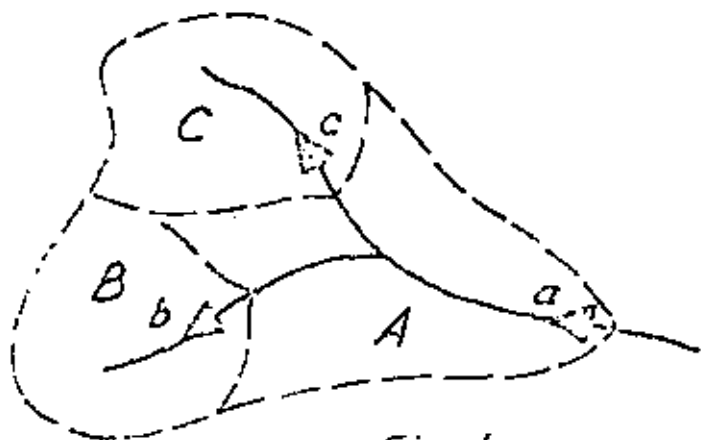


Fig. 1

El procedimiento tradicional consistiría en suponer que se realizan determinados tipos de obra en los sitios a, b y c, para después analizar el funcionamiento de ellos durante los n años de registro simultáneo disponible en los tres sitios. Este enfoque, con ser el mejor de los clásicos, indicaría exclusivamente qué habría pasado en el sistema si hubieran existido las obras propuestas. Después deberían modificarse las características de las obras proyectadas para nuevamente, efectuar el análisis del funcionamiento conjunto con los mismos datos disponibles, y así sucesivamente hasta encontrar la mejor combinación para lo que habría sucedido si las obras construidas con ese plan hubieran funcionado en ese período.

El nuevo enfoque propuesto permite, en cambio, hacer cada uno de los análisis con una gran variedad de posibles condiciones de funcionamiento, que puedan ocurrir en el futuro. Condiciones estadísticamente equivalentes a las del período de n años de observación, es decir, según el nuevo enfoque, los datos son una sola de las muchas posibles muestras que se pueden seleccionar para analizar una cualquiera de las combinaciones en proyecto, de tal manera que con el nuevo método la decisión se toma una vez que se conoce un buen número de posibles condiciones de funcionamiento y no las de una sola muestra aislada.

Conviene hacer notar que esta ampliación no requiere de mayor número de datos que los del procedimiento clásico sino que, simplemente, requiere muestras de otra manera.

Aparentemente, el volumen de datos por manejar hace inabordable el procedimiento; sin embargo, con las nuevas computadoras este problema ya no existe y si alguna dificultad hubiera, ésta sería la de comprender el fundamento matemático del nuevo enfoque. Este artículo pretende ayudar a esta comprensión.

3. MANEJO DE DATOS

Llámonse $x_1(t)$ los gastos medios registrados en a, $x_2(t)$ en b y $x_3(t)$ en c, durante el periodo de observación; estos gastos podrían ser, por ejemplo, los maticos mensuales.

Si el problema fuera tratar exclusivamente con un solo registro, $x_2(t)$ por ejemplo, éste se podría analizar como una serie cronológica y estudiar si tiene una cierta tendencia, componentes cíclicas, si es un proceso autorregresivo, etc., en los términos que se describirán en un segundo artículo, para después hacer las posibles simulaciones de condiciones igualmente factibles a la muestra estudiada. Sin embargo, si deben tratarse los tres * registros simultáneamente, no es posible hacer las simulaciones en forma independiente, toda vez que por la proximidad de las cuencas, los escurrimientos no serán, en general, estadísticamente independientes, de tal suerte que los unos se verán afectados por los otros. Esto implica hacer un análisis llamado de componentes principales, con el que se determinan tres nuevas series cronológicas, $\xi_i(t)$, independientes entre sí y que se pueden tratar por separado, de tal forma que permitan simular a las $x_i(t)$ originales tomando en cuenta sus interrelaciones.

4. ANALISIS DE COMPONENTES PRINCIPALES

Es conveniente trabajar con variables estandarizadas, esto es, si se designa con m_i a la media de $x_i(t)$ y con S_i a su desviación estándar, se pueda hacer la transformación

* Se habla de solo tres registros por simplicidad; pero obviamente, estas ideas se pueden generalizar a un mayor número de registros.

$x_i = \frac{1}{S_i} \frac{-\partial \ln L}{\partial \theta_i}$ con lo cual se dispone de una población $x_i(t)$ con media cero y variancia uno.

Supóngase ahora que existen tres variables $\xi_j(t)$ tales que

$$S(I) \begin{cases} \xi_1 = a_{11}x_1 + a_{12}x_2 + a_{13}x_3 & (I) \\ \xi_2 = a_{21}x_1 + a_{22}x_2 + a_{23}x_3 & (II) \\ \xi_3 = a_{31}x_1 + a_{32}x_2 + a_{33}x_3 & (III) \end{cases}$$

o en notación matricial

$$\begin{pmatrix} \xi_1 \\ \xi_2 \\ \xi_3 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} a_{11} & a_{12} & a_{13} \\ a_{21} & a_{22} & a_{23} \\ a_{31} & a_{32} & a_{33} \end{pmatrix} \begin{pmatrix} x_1 \\ x_2 \\ x_3 \end{pmatrix}$$

o en notación matricial sintética

$$\xi = Ax$$

La variancia de ξ_j , según S(I)(I) será

$$V_j = \frac{1}{n} \sum_{t=1}^n \xi_j^2(t) = \frac{1}{n} \left(\sum_{i=1}^3 a_{ji}^2 x_i^2 + \sum_{i \neq j} \sum_{i'} a_{ji} a_{ji'} x_i x_{i'} \right) \quad (2)$$

que, llamando $c_{ij} = \frac{1}{n} \sum x_i x_j$, puede escribirse

$$V_j = a_{j1}^2 c_{11} + a_{j2}^2 c_{22} + a_{j3}^2 c_{33} + 2a_{j1} a_{j2} c_{12} + 2a_{j1} a_{j3} c_{13} + 2a_{j2} a_{j3} c_{23} \quad (2')$$

Si se impone la limitación

$$\phi = 1 - (a_{j1}^2 + a_{j2}^2 + a_{j3}^2) = 0 \quad (3)$$

siendo λ un operador indeterminado de Lagrange, véase Sokolnikoff ⁽⁴⁾, se puede decir que para

maximizar V_j , definida por 2' con la limitación 3, se requiere que

$$\frac{\partial V_j}{\partial a_{ji}} + \lambda \frac{\partial \phi}{\partial a_{ji}} = 0 \quad (4)$$

en donde a_{ji} representa a a_{11} , a_{12} ó a_{13} . Así, 4 implica el sistema

$$S(2) \begin{cases} a_{11}c_{11} + a_{12}c_{12} + a_{13}c_{13} = \lambda a_{11} & (I) \\ a_{11}c_{12} + a_{12}c_{22} + a_{13}c_{23} = \lambda a_{12} & (II) \\ a_{11}c_{13} + a_{12}c_{23} + a_{13}c_{33} = \lambda a_{13} & (III) \end{cases}$$

Es obvio que dando a las variancias de ξ_2 y ξ_3 idéntico tratamiento se puede llegar a uno cualquiera de los tres sistemas

$$S(3) \begin{pmatrix} c_{11} - \lambda & c_{12} & c_{13} \\ c_{12} & c_{22} - \lambda & c_{23} \\ c_{13} & c_{23} & c_{33} - \lambda \end{pmatrix} \begin{pmatrix} a_{j1} \\ a_{j2} \\ a_{j3} \end{pmatrix} = 0$$

en donde a_{ji} representa a a_{1i} , a_{2i} ó a_{3i}

Para que cualquiera de los sistemas S(3) tenga solución distinta de la trivial, el determinante de las C debe anularse; esto implica una ecuación de tercer grado en λ , de la forma

$$-\lambda^3 + (c_{11} + c_{22} + c_{33})\lambda^2 + f(c, d) = 0 \quad (5)$$

Si las raíces de 5 son λ_1 , λ_2 y λ_3 , del teorema fundamental del álgebra deberá tenerse

$$-\lambda^3 + (\lambda_1 + \lambda_2 + \lambda_3)\lambda^2 + \phi(\lambda, \lambda) = 0 \quad (6)$$

de donde se concluye, comparando 5 y 6 que

$$c_{11} + c_{22} + c_{33} = \lambda_1 + \lambda_2 + \lambda_3 = 3 \quad R(1)$$

que debe recordarse que por ser estandarizadas las X_i , $C_{ii} = 1$

Supóngase ahora que $\lambda_1 > \lambda_2 > \lambda_3$ y que se asocia λ_1 al sistema S(3)

que permite determinar a_{1i} , λ_2 al que permite determinar a_{2i} y λ_3 al que determina a_{3i} . En el estudio de estos sistemas deberá tenerse

$$S(4) \begin{cases} (c_{11} - \lambda_1) a_{11} + c_{12} a_{12} + c_{13} a_{13} = 0 & (I) \\ c_{12} a_{11} + (c_{22} - \lambda_2) a_{12} + c_{23} a_{13} = 0 & (II) \\ c_{13} a_{11} + c_{23} a_{12} + (c_{33} - \lambda_3) a_{13} = 0 & (III) \end{cases}$$

Para valorar a_{11} y a_{12} , por ejemplo, se pueda elegir libremente a_{13} .

así, de S(4)(I) y S(4)(II)

$$\begin{aligned} a_{11} &= a_{13} \left| \begin{array}{cc|cc} -c_{13} & c_{12} & (c_{11} - \lambda_1) & c_{12} \\ -c_{23}(c_{22} - \lambda_2) & & c_{12} & (c_{22} - \lambda_2) \end{array} \right| \\ &= a_{13} \left| \begin{array}{cc|cc} -c_{13} & c_{12} & (c_{11} - \lambda_1) & c_{12} \\ -(c_{33} - \lambda_3) c_{23} & & c_{13} & c_{23} \end{array} \right| \end{aligned} \quad (7)$$

$$y \quad a_{12} = a_{13} \left| \begin{array}{cc|cc} (c_{11} - \lambda_1) & -c_{13} & (c_{11} - \lambda_1) & c_{12} \\ c_{12} & -c_{23} & c_{12} & (c_{22} - \lambda_2) \end{array} \right| \quad (8)$$

La condición impuesta por la doble igualdad 7

$$\left| \begin{array}{cc|cc} -c_{13} & c_{12} & (c_{11} - \lambda_1) & c_{12} \\ -c_{23}(c_{22} - \lambda_2) & & c_{13} & c_{23} \end{array} \right| - \left| \begin{array}{cc|cc} (c_{11} - \lambda_1) & c_{12} & (c_{11} - \lambda_1) & c_{12} \\ c_{12} & (c_{22} - \lambda_2) & -c_{13} & c_{12} \\ & & -c_{13} & c_{12} \\ & & -(c_{33} - \lambda_3) c_{23} & c_{23} \end{array} \right| = 0$$

es precisamente la de nulidad del determinante de los sistemas S(3), como fácilmente pueda comprobarlo el lector que tenga la paciencia necesaria. Así de 7 y 8 se concluye que de los tres elementos a_{11} , a_{12} y a_{13} se puede escoger uno arbitrariamente y quedar definidos los otros dos.

Supóngase que se escogió $a_{13} = \alpha$, y que de acuerdo con 7 y 8 resultan ser $a_{11} = \beta$ y $a_{12} = \gamma$, con lo cual podría escribirse

$$\beta^2 + \gamma^2 + \alpha^2 = \delta^2 \quad (9)$$

en donde, siendo δ un número distinto de cero, pueda escribirse

$$\left(\frac{\beta}{\delta}\right)^2 + \left(\frac{\gamma}{\delta}\right)^2 + \left(\frac{\alpha}{\delta}\right)^2 = 1 \quad (10)$$

y seleccionar así para a_{13} el valor $\frac{\alpha}{\delta}$, en vez del original α , para cumplir con la restricción 3; obviamente de 7 y 8, $\frac{\beta}{\delta}$ y $\frac{\gamma}{\delta}$ son soluciones para a_{11} y a_{12}

Obsérvese que en cambio no se podría seleccionar más de uno de los valores a_{1j} ; en efecto, para que en S(4)(I) y S(4)(II) pudieran escogerse arbitrariamente a_{11} y a_{13} , teniendo en cuenta que

$$(c_{11} - \lambda) a_{11} = -[c_{12} a_{12} + c_{13} a_{13}] \quad (11)$$

$$\text{y} \quad c_{12} a_{11} = -[(c_{22} - \lambda) a_{12} + c_{23} a_{13}] \quad (12)$$

se requerirá que $c_{11} - \lambda = c_{12}$, $c_{12} = c_{22} - \lambda$ y $c_{13} = c_{23}$, esto es, que dos de las ecuaciones de S(4) fueran iguales; esto implicaría que las tres ecuaciones de S(4) fueran iguales, pero sobre esto se insistirá después.

Por otra parte, si se designa con A' a la matriz traspuesta de A y con C a la de las c_{ij} , pueden formarse los productos

$$AC = \begin{pmatrix} a_{11}c_{11} + a_{12}c_{12} + a_{13}c_{13} & a_{11}c_{12} + a_{12}c_{22} + a_{13}c_{23} & a_{11}c_{13} + a_{12}c_{23} + a_{13}c_{23} \\ a_{21}c_{11} + a_{22}c_{12} + a_{23}c_{13} & a_{21}c_{12} + a_{22}c_{22} + a_{23}c_{23} & a_{21}c_{13} + a_{22}c_{23} + a_{23}c_{23} \\ a_{31}c_{11} + a_{32}c_{12} + a_{33}c_{13} & a_{31}c_{12} + a_{32}c_{22} + a_{33}c_{23} & a_{31}c_{13} + a_{32}c_{23} + a_{33}c_{23} \end{pmatrix} \quad (13)$$

$$CA' = \begin{pmatrix} a_{11}c_{11} + a_{12}c_{12} + a_{13}c_{13} & a_{21}c_{11} + a_{22}c_{12} + a_{23}c_{13} & a_{31}c_{11} + a_{32}c_{12} + a_{33}c_{13} \\ a_{11}c_{12} + a_{12}c_{22} + a_{13}c_{23} & a_{21}c_{12} + a_{22}c_{22} + a_{23}c_{23} & a_{31}c_{12} + a_{32}c_{22} + a_{33}c_{23} \\ a_{11}c_{13} + a_{12}c_{23} + a_{13}c_{33} & a_{21}c_{13} + a_{22}c_{23} + a_{23}c_{33} & a_{31}c_{13} + a_{32}c_{23} + a_{33}c_{33} \end{pmatrix} \quad (14)$$

Si ahora se escogen para a_{ij} los valores dados por 10, esto es, valores modificados de a_{11} , a_{12} y a_{13} , deducidos de λ_1 en el sistema S(4) y si además se forman los sistemas S(5) y S(6) análogos a aquél con los valores a_{21} , a_{22} y a_{23} , deducidos a partir de λ_2 y los valores a_{31} , a_{32} y a_{33} , deducidos de λ_3 , 13 y 14 resultarán ser

$$AC = \begin{pmatrix} \lambda_1 a_{11} & \lambda_1 a_{12} & \lambda_1 a_{13} \\ \lambda_2 a_{21} & \lambda_2 a_{22} & \lambda_2 a_{23} \\ \lambda_3 a_{31} & \lambda_3 a_{32} & \lambda_3 a_{33} \end{pmatrix} \quad (15)$$

$$CA' = \begin{pmatrix} \lambda_1 a_{11} & \lambda_2 a_{21} & \lambda_3 a_{31} \\ \lambda_1 a_{12} & \lambda_2 a_{22} & \lambda_3 a_{32} \\ \lambda_1 a_{13} & \lambda_2 a_{23} & \lambda_3 a_{33} \end{pmatrix} \quad (16)$$

pero simplificar estas expresiones se puede definir la matriz diagonal Δ como

$$\Delta = \begin{pmatrix} \lambda_1 & 0 & 0 \\ 0 & \lambda_2 & 0 \\ 0 & 0 & \lambda_3 \end{pmatrix} \quad (17)$$

y demostrar que

$$\Delta A = \begin{pmatrix} \lambda_1 a_{11} & \lambda_1 a_{12} & \lambda_1 a_{13} \\ \lambda_2 a_{21} & \lambda_2 a_{22} & \lambda_2 a_{23} \\ \lambda_3 a_{31} & \lambda_3 a_{32} & \lambda_3 a_{33} \end{pmatrix} \quad (18)$$

de 15 y 18 se concluye que

$$AC = \Delta A \quad (19)$$

en forma análoga puede hacerse ver que

$$CA' = A'\Delta \quad (20)$$

Si se postmultiplica 19 por A' y se premultiplica 20 por A , se tendrá

$$ACA' = \Delta AA' \quad (21)$$

y

$$ACA' = AA'\Delta \quad (22)$$

De 21 y 22 se concluye entonces que, si se designa por $B = AA'$

se tendrá

$$AB = BA \quad (23)$$

Como B es del mismo orden que A, deberá tenerse

$$B = \begin{pmatrix} b_{11} & b_{12} & b_{13} \\ b_{21} & b_{22} & b_{23} \\ b_{31} & b_{32} & b_{33} \end{pmatrix} \quad (24)$$

de 23 y 24 se concluye entonces que

$$AB = \begin{pmatrix} \lambda_1 b_{11} & \lambda_1 b_{12} & \lambda_1 b_{13} \\ \lambda_2 b_{21} & \lambda_2 b_{22} & \lambda_2 b_{23} \\ \lambda_3 b_{31} & \lambda_3 b_{32} & \lambda_3 b_{33} \end{pmatrix} \quad (25)$$

$$BA = \begin{pmatrix} \lambda_1 b_{11} & \lambda_2 b_{21} & \lambda_3 b_{31} \\ \lambda_1 b_{12} & \lambda_2 b_{22} & \lambda_3 b_{32} \\ \lambda_1 b_{13} & \lambda_2 b_{23} & \lambda_3 b_{33} \end{pmatrix} \quad (26)$$

para que se satisfaga 23, si $\lambda_1 \neq \lambda_2 \neq \lambda_3$, se requiere que $b_{ij} = 0$, si $i \neq j$ y, por definición de B, esto exige que cualquier producto de la forma mostrada en 27 sea nulo, esto es:

$$(a_{11} \ a_{12} \ a_{13}) \begin{pmatrix} a_{21} \\ a_{22} \\ a_{23} \end{pmatrix} = 0 \quad (27)$$

La igualdad 27 indica que los vectores (a_{11}, a_{12}, a_{13}) , (a_{21}, a_{22}, a_{23}) y (a_{31}, a_{32}, a_{33}) son ortogonales si las raíces λ son distintas. Además, como la condición 3 impuesta exige que $a_{11}^2 + a_{12}^2 + a_{13}^2 = 1$, $a_{21}^2 + a_{22}^2 + a_{23}^2 = 1$ y $a_{31}^2 + a_{32}^2 + a_{33}^2 = 1$ resultará que

$$AA' = I = \begin{pmatrix} 1 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{pmatrix} \quad R(2)$$

Cuando por lo menos dos de las raíces fueran iguales no sería posible concluir inmediatamente 27; sin embargo, regresando a las ecuaciones 11 y 12, se puede recordar que si las tres ecuaciones de alguno de los sistemas S(4), S(5) ó S(6) son iguales, se podrían seleccionar arbitrariamente dos de las tres componentes de los vectores a_{ij} ; cualquiera de estos sistemas sería de la forma

$$\begin{pmatrix} 1-\lambda & a & a \\ a & 1-\lambda & a \\ a & a & 1-\lambda \end{pmatrix} \begin{pmatrix} a_{j1} \\ a_{j2} \\ a_{j3} \end{pmatrix} = 0 \quad S(7)$$

con $1-\lambda = a$, o bien

$$\lambda = 1-a \quad (28)$$

La existencia de una solución distinta de la trivial exige la nulidad del determinante del sistema S(7), lo que plantea la ecuación cúbica

$$-\lambda^3 + 3\lambda^2 + 3\lambda(a^2-1) - 3a^2 + 2a^3 + 1 = 0 \quad (29)$$

y puesto que, como fácilmente se comprueba

$$\begin{aligned} & (\lambda - [1-a])^2 (\lambda - [1+2a]) = \\ & = -\lambda^3 + 3\lambda^2 + 3\lambda(a^2-1) - 3a^2 + 2a^3 + 1 \end{aligned} \quad (30)$$

* Recuerdase que $C_{11} = 1$

resulta del teorema fundamental del álgebra, y de acuerdo con 29 y 30, que 29 tiene precisamente dos raíces iguales, resultado que hace ver que, en el caso de tener dos raíces iguales, es posible determinar dos de los vectores a_{ij} seleccionando arbitrariamente dos de sus componentes. Claro es que estos dos vectores corresponden a dos de los sistemas S(4), S(5) ó S(6) que intentarían resolverse para esas dos raíces iguales; por lo demás, el resultado 27 seguiría siendo válido para una raíz distinta.

Si, entonces, S(4) y S(5) son los sistemas que se van a resolver para

$\lambda_1 = \lambda_2 = 1 - a$, ambos quedan reducidos simplemente a

$$aa_{11} + aa_{12} + aa_{13} = 0 \quad (31)$$

y

$$aa_{21} + aa_{22} + aa_{23} = 0 \quad (32)$$

De 31 y 32 puede obtenerse, si se impone la condición de ortogonalidad,

$$2a_{12}a_{22} + 2a_{13}a_{23} + a_{12}a_{23} + a_{13}a_{22} = 0 \quad (33)$$

de aquí, por ejemplo

$$a_{12} = -a_{13} \frac{2a_{23} + a_{22}}{2a_{22} + a_{23}} \quad (34)$$

De acuerdo con 34 podrían escogerse arbitrariamente a_{22} y a_{23} (fijando a_{21} según 32); todavía, escoger a_{13} y determinar a_{12} según 34, para calcular a_{11} según 31.

Todos los razonamientos expuestos en las fórmulas 23 a 34 hacen ver que los resultados de la fórmula 25 y de la propiedad R(2), pueden aplicarse tanto al caso de raíces

λ diferentes como al caso de raíces múltiples.

Volviendo ahora a la fórmula 13, se pueda postmultiplicar por la matriz

A' , con lo que se obtiene

$$ACA' = \begin{pmatrix} a_{11} & a_{12} & a_{13} \\ a_{21} & a_{22} & a_{23} \\ a_{31} & a_{32} & a_{33} \end{pmatrix} \begin{pmatrix} c_{11} & c_{12} & c_{13} \\ c_{12} & c_{22} & c_{23} \\ c_{13} & c_{23} & c_{33} \end{pmatrix} \begin{pmatrix} a_{11} & a_{21} & a_{31} \\ a_{12} & a_{22} & a_{32} \\ a_{13} & a_{23} & a_{33} \end{pmatrix} \quad (35)$$

Si se compara 35 con el sistema S(1), se pueda concluir que

$$ACA' = \frac{1}{n} \begin{pmatrix} \sum \xi_1^2 & \sum \xi_1 \xi_2 & \sum \xi_1 \xi_3 \\ \sum \xi_1 \xi_2 & \sum \xi_2^2 & \sum \xi_2 \xi_3 \\ \sum \xi_1 \xi_3 & \sum \xi_2 \xi_3 & \sum \xi_3^2 \end{pmatrix} \quad (36)$$

La matriz definida en el miembro derecho de 36 se llama de variancia y covariancia de las nuevas variables.

Por otro parte 36 es válida para cualquier matriz A y su traspuesta A' ; sin embargo, si se escogen los elementos a_{ij} de éstos de acuerdo con los valores que resultan de resolver los sistemas S(4), S(5) y S(6), 13 toma la forma 15 y si después se postmultiplica por A' , se obtendrá

$$CA' = \begin{pmatrix} \lambda_1 \sum a_{1i}^2 & \lambda_1 \sum a_{1i} a_{2i} & \lambda_1 \sum a_{1i} a_{3i} \\ \lambda_2 \sum a_{1i} a_{2i} & \lambda_2 \sum a_{2i}^2 & \lambda_2 \sum a_{2i} a_{3i} \\ \lambda_3 \sum a_{1i} a_{3i} & \lambda_3 \sum a_{2i} a_{3i} & \lambda_3 \sum a_{3i}^2 \end{pmatrix} \quad (37)$$

En las propiedades de los elementos a_{ij} se puede escribir

$$ACA' = \begin{pmatrix} \lambda_1 & 0 & 0 \\ 0 & \lambda_2 & 0 \\ 0 & 0 & \lambda_3 \end{pmatrix} \quad R(3)$$

R (3) muestra que la matriz de variancia y covariancia de ξ_i es precisamente la matriz diagonal Λ , definida en 17, si los elementos a_{ij} de las matrices A y A' se escogen en la forma indicada; más aún, resulta que procediendo así las ξ_i no están correlacionadas, puesto que sus covariancias son nulas y de aquí su nombre de componentes principales; además, las variancias de las ξ_i son precisamente las raíces λ de la ecuación 5. Finalmente, según el razonamiento hecho para encontrar 36, resulta que la variancia total del sistema, $(\sum \xi_1^2 + \sum \xi_2^2 + \sum \xi_3^2)/n$, es la suma de las raíces λ_1 , λ_2 y λ_3 , la cual según R(1) es igual a 3, el número de registros considerados (an a, b y c). Esto último resultado indica que cocientes de la forma $\lambda_i/3$ miden el porcentaje de la variancia del conjunto que debe atribuirse a la componente principal ξ_i , sin olvidar que según 4 las variancias de ξ_i son las máximas posibles, sujetas a la restricción 3.

Para terminar, volviendo al sistema 5(1), se puede afirmar que si los elementos a_{ij} de las matrices A y A' se escogen con el criterio descrito, resultará, de acuerdo

con $R(2)$

$$A' \xi = X \quad (38)$$

5. RESUMEN DEL ANALISIS DE COMPONENTES PRINCIPALES

Para efectuar la simulación de un sistema de p registros $x_i(t)$, se procede a su estandarización; en seguida se calculan las variancias y covariancias de los elementos del sistema, haciendo

$$c_{ij} = \frac{1}{n} \sum x_i x_j \quad (39)$$

Después se forma con estos valores una matriz C , de la forma

$$C = \begin{pmatrix} c_{11} & c_{12} & \cdot & \cdot & \cdot \\ c_{21} & c_{22} & \cdot & \cdot & \cdot \\ \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot \end{pmatrix} \quad (40)$$

Se calculan los valores característicos $\lambda_1, \dots, \lambda_p$, de la matriz C .

Se forman sistemas lineales homogéneos con la matriz C y cada uno de los valores singulares, como se indica a continuación

$$\begin{pmatrix} c_{11} - \lambda_1 & c_{12} & \cdot & \cdot & \cdot \\ c_{12} & c_{22} - \lambda_2 & \cdot & \cdot & \cdot \\ \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot \end{pmatrix} \begin{pmatrix} a_{j1} \\ a_{j2} \\ \vdots \end{pmatrix} = 0 \quad (41)$$

Así, se encuentran vectores $(a_{j1}, a_{j2}, a_{j3}, \dots)$ ligados a cada uno de los valores λ_j , mediante sistemas de la forma (41). Estos vectores deberán tener componentes tales que

$$a_{j1}^2 + a_{j2}^2 + a_{j3}^2 + \dots = 1 \quad (42)$$

y además serán ortogonales si los λ_j son diferentes, o podrán escogerse de modo que lo sean si

hay λ_j iguales. Con los vectores a_{ij} así escogidos, se podrá formar la matriz

$$A = \begin{pmatrix} a_{11} & a_{12} & a_{13} & \cdot & \cdot & \cdot \\ a_{21} & a_{22} & a_{23} & \cdot & \cdot & \cdot \\ \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot \end{pmatrix} \quad (43)$$

al que con su traspuesta, tenga la propiedad

$$AA' = I \quad (44)$$

A partir de la matriz A , se puede definir un conjunto de variables ξ_i , ligadas a las originales x_i mediante el sistema

$$\begin{pmatrix} \xi_1 \\ \xi_2 \\ \xi_3 \\ \vdots \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} a_{11} & a_{12} & a_{13} & \cdot & \cdot & \cdot \\ a_{21} & a_{22} & a_{23} & \cdot & \cdot & \cdot \\ a_{31} & a_{32} & a_{33} & \cdot & \cdot & \cdot \\ \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot \end{pmatrix} \begin{pmatrix} x_1 \\ x_2 \\ x_3 \\ \vdots \end{pmatrix} \quad (5)$$

Si los elementos a_{ij} de A se han seleccionado como se indica en 41, las nuevas variables ξ_i tendrán solo covarianzas nulas, esto es, serán estadísticamente independientes y las varianzas tendrán el máximo valor posible, compatible con la condición 42.

De 44 y 5(8) se concluye, además, que las x_i quedan determinadas, mediante las ξ_i por el sistema

$$A'\xi = X \quad (9)$$

De esta manera, para simular las x_i , se procederá a simular independientemente cada ξ_i , para definir cada $x_i(t)$ mediante cada una de las ecuaciones de 5(9).

Finalmente, la variancia de cada una de las ξ_i es precisamente λ_j .

y la variancia total del conjunto es

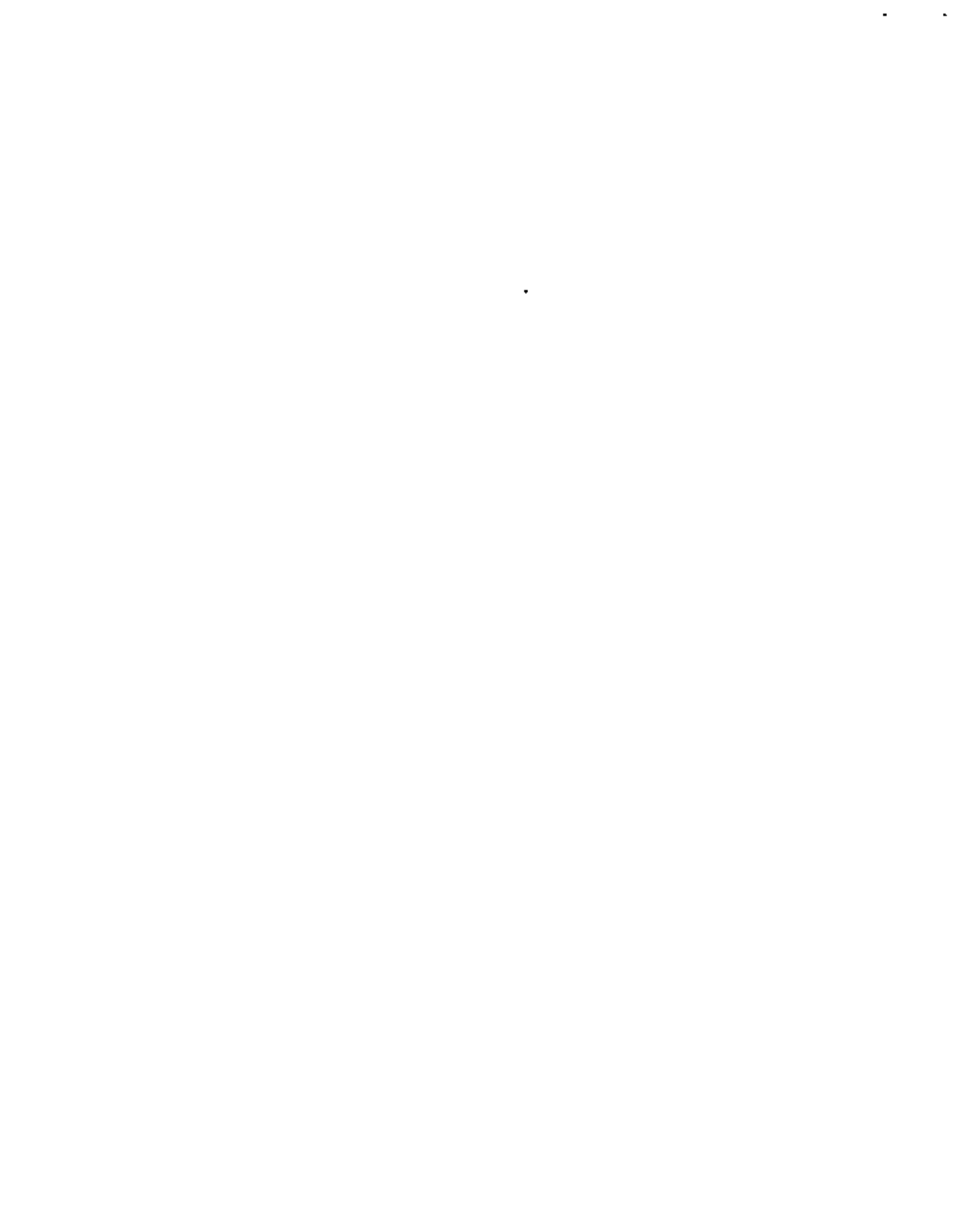
$$\lambda_1 + \lambda_2 + \lambda_3 + \dots = \rho \quad (45)$$

en donde ρ es el número de x_i o de ξ_i .

Así resulta que la contribución de cada una de las ξ_i a la variancia total es

$$\lambda_i / \rho \quad (46)$$

La expresión 46 permite juzgar, en adición, la importancia de cada una de las ξ_i en la simulación y decidir, en última instancia, si vale la pena o no, representarla en el sistema.



V. ANALISIS ESTADISTICO DE GASTOS MAXIMOS ANUALES

5.1 Distribuciones de probabilidades

Dentro de las distribuciones de probabilidad más usadas para el análisis de gastos máximos anuales, se encuentran la de Gumbel I y la Pearson III¹ que se han ajustado ya sea a los gastos máximos o bien a sus logaritmos. Dentro de este subcapítulo se describen en forma breve las características de las dos distribuciones así como la manera de estimar sus parámetros.

Cuando los gastos máximos anuales son una mezcla de dos poblaciones, el uso de una distribución de probabilidad que no considere este efecto puede llevar a conclusiones erróneas. Como este parece ser el caso de la región Pacífico Centro, se probó también una distribución doble Gumbel² para determinar la bondad de su ajuste.

a) Distribución Gumbel

La función de distribución de probabilidad tipo Gumbel I, puede representarse:

$$F_Q(q) = e^{-a \frac{q-b}{a}} \quad (5.1)$$

donde

Q	gasto máximo anual
q	variable independiente
$F_Q(q)$	prob ($Q \leq q$)

a y c son los parámetros de la distribución. Puede encontrarse³

que es la distribución límite de Q, cuando:

$$Q = \max (X_1, X_2, X_3, \dots, X_N) \quad (5.2)$$

$$N \rightarrow \infty$$

donde

Q es una variable aleatoria

(X_1, X_2, \dots, X_n) , son N variables aleatorias idénticamente distribuidas, independientes, con media y variancia definidas y cuya función de densidad no es acotada superiormente.

De esta manera, si se supone que el gasto máximo anual, es en realidad el máximo de una serie de eventos constituidos por los gastos máximos de varias avenidas, que no es acotado superiormente y que todas las avenidas del año pertenecen a la misma población, la ecuación (5.1) describe el comportamiento probabilístico del gasto máximo anual.

La ecuación (5.1), se puede escribir como

$$Q(T_r) = aLL \left(\frac{T_r}{T_r - 1} \right) + b \quad (5.3)$$

donde

$Q(T_r)$ gasto máximo anual, para un determinado periodo de retorno T_r

La expresión (5.3) permite estimar a $Q(T_r)$ mediante una relación lineal. Si además se considera que a partir de la muestra de gastos máximos anuales se pueden estimar los periodos de retorno⁴ como:

$$T_r(a.) = \frac{N+1}{a} \quad (5.4)$$

donde

$T_r(q_i)$ periodo de retorno asociado a q_i

i rango que ocupa el gasto q_i en la secuencia de gastos observados

Con la expresión (5.4), se puede tener una serie de N parejas de valores simultáneos de Q y T_r .

Con la ecuación (5.3), se pueden estimar los parámetros a y b , por el método de mínimos cuadrados⁵, y al mismo tiempo se pueden determinar intervalos de confianza para dichas estimaciones.

Es muy común que las estaciones de aforo cuenten con curvas de aforo verificadas solamente en los rangos de gastos pequeños, sin embargo, debido a que en las grandes avenidas es imposible hacer aforos, se hace necesario estimar dichos gastos mediante métodos de extrapolación de curvas de gasto.

Para gastos altos, estos métodos pueden conducir a errores de 200 o 300 por ciento⁶. Inevitablemente se deberá considerar lo anterior al estimar las avenidas de diseño, puesto que en general todos los métodos son muy sensibles a los valores extremos encontrados.

Para considerar la falta de precisión en las observaciones de gastos grandes, se consideró que los errores cometidos tienen pesos diferentes.

Se estudiaron varios pesos, encontrando que:

$$W_i = \frac{K}{T_i}$$

produce buenos resultados en las cuencas en estudio.

b) Distribución doble Gumbel

Dentro de esta distribución de probabilidad se introduce la idea

de dos poblaciones, o sea de dos tipos diferentes de avenidas, una provocada por ciclones, y la otra provocada por los fenómenos meteorológicos más frecuentes.

De esta manera los años en que no se presentan ciclones los gastos máximos siguen una distribución de probabilidad tipo Gumbel I, que puede escribirse

$$F_1(q) = e^{-e^{-\frac{q+a_1}{c_1}}} \quad (5.5)$$

donde

q gasto máximo anual (no ciclónico)

a_1, c_1 son parámetros de la distribución

Si los gastos máximos provocados por ciclones, siguen una distribución de probabilidad tipo Gumbel I, puede escribirse:

$$F_2(q) = e^{-e^{-\frac{q+a_2}{c_2}}} \quad (5.6)$$

q gasto máximo anual (no ciclónico)

a_2, c_2 parámetros de la distribución

Es posible darse una idea aproximada de la frecuencia de los años ciclónicos mediante un análisis de los registros meteorológicos, o bien, en su defecto por medio de la experiencia de los habitantes de la región. En el caso de la zona del Pacífico Centro esta probabilidad es aproximadamente 10%.

Cuando los gastos máximos anuales son provocados por una mezcla de las dos poblaciones, su función de distribución de probabilidad se puede escribir

como²:

$$F(q) = e^{-e^{-\frac{q+a_1}{C_1}}} \left[p + (1-p)e^{-e^{-\frac{q+a_2}{C_2}}} \right] \quad (5.7)$$

donde

p, a_1, a_2, C_1 y C_2 son los parámetros

q gasto máximo anual

Para estimar la función de distribución, dados los gastos máximos registrados en un periodo de N años, se puede utilizar la ecuación

$$\hat{F}(q_r) = 1 - \frac{r}{N+1} \quad (5.8)$$

donde

$\hat{F}(q_r)$ valor estimado de la función de distribución de probabilidad para el gasto máximo anual

r rango que ocupa el gasto q_r en la secuencia de gastos observados

N número de años de registro

Para la estimación de los parámetros, se probaron varios métodos, encontrándose que el que mejores resultados produce, para las cuencas en estudio, es el de minimizar la suma de los errores cuadráticos pesados, entre los valores estimados de $F(q_r)$ de la ecuación (5.8) y de los teóricos de la ecuación (5.7).

La expresión matemática del problema es:

Encontrar: a_1, a_2, C_1, C_2, p , tales que hagan mínimo.

$$E = \sum_{i=1}^n \left\{ F(q_i) - F_1(q) [P + (1-P)F_2(q)] \right\}^2 W_i \quad (5.9)$$

donde

W_i peso del error en el gasto de rango i

Para encontrar el mínimo de la ecuación (5.9), se probaron varios métodos, encontrándose que el que mejores resultados produce es el de máxima ascensión, el cual consiste en:

1o. Obtener valores iniciales de a_1 , C_1 , a_2 , C_2 y P

Debido a que el método puede llevar una convergencia a mínimos relativos, es importante evitar esto dando valores iniciales cercanos a los reales.

Una manera fácil de dar los valores iniciales a los parámetros P , a_1 , C_1 , a_2 , y C_2 es dibujando los resultados de la ecuación (5.8), en una gráfica en papel de probabilidad Gumbel, y separar en forma aproximada los escurrimientos que pertenecen a cada población. El número relativo de puntos pertenecientes a cada una permite estimar P . Por igualación de momentos en cada una de las poblaciones por separado, se calculan, a_1 , C_1 , a_2 , C_2 con los sistemas de ecuaciones:

$$\left\{ \begin{array}{l} a_1 = 0.577 C_1 - \bar{X}_1 \\ C_1 = \sqrt{6} / \pi S_1 \end{array} \right\} \quad (5.10)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} a_2 = 0.577 C_2 - \bar{X}_2 \\ C_2 = \sqrt{6} / \pi S_2 \end{array} \right\} \quad (5.11)$$

donde

\bar{X}_1 , S_1 , \bar{X}_2 , S_2 , son los valores de la media y la desviación estándar, respectivamente, de los escurrimientos registrados correspondientes a las dos pobla-

ciones, según la separación hecha previamente.

2o. Calcular el gradiente de la función E

3o. El gradiente calculado es la dirección de máximo ascenso o sea de la máxima reducción de E, en el entorno del punto escogido (a_1, a_2, C_1, C_2, P)

4o. Buscar en esa dirección el punto (a_1, a_2, C_1, C_2, P) que haga mínimo el error E

5o. Tomar como punto inicial el encontrado con el inciso anterior y volver al punto 2o.

6o. Si el decremento de E es muy pequeño en cada iteración, o el nuevo punto obtenido en 4o., es muy próximo al anterior, la operación se termina y se obtienen los valores de

$$\left\{ \begin{array}{l} E \text{ mínimo} \\ a_1, C_1, a_2, C_2, P \end{array} \right\}$$

c) Distribución de probabilidad Pearson

La función de distribución de probabilidad Pearson III⁹, puede escribirse:

$$f(q) = \begin{cases} \frac{1}{\Gamma(\alpha)\beta^\alpha} (q-\delta)^{\alpha-1} e^{-(q-\delta)/\beta} & \text{si } q \geq \delta \\ 0 & \text{en caso contrario} \end{cases} \quad (5.12)$$

$f_Q(q)$ función de densidad de probabilidad

q variable independiente

α, β, δ parámetros de la distribución

Para la estimación de los parámetros se usó nuevamente el método de minimizar la suma de errores cuadráticos entre la suma de errores de $\hat{F}(q_i)$ de la expresión (5.6) y de los teóricos de la expresión (5.12).

La estimación de los valores iniciales de α, β, δ se hizo mediante el método de momentos, tomando en cuenta que para la distribución Pearson III⁷:

$$\bar{Q} = \alpha \beta + \delta \quad (5.13)$$

$$\sigma_q^2 = \alpha \beta^2 \quad (5.14)$$

$$\mu^3 = \sigma_q^3 C_s \quad (5.15)$$

$$C_s = 1/\sqrt{\alpha} \quad (5.16)$$

donde

- \bar{Q} medio de los gastos máximos anuales
- σ_q^2 variancia
- μ^3 tercer momento respecto al origen
- C_s coeficiente de asimetría
- α, β, δ parámetros de la distribución

Por otra parte, utilizando los datos hidrométricos, es posible calcular los momentos de la muestra¹⁰ con:

$$M = \sum q_i / N \quad (5.17)$$

$$s = \left[\sum (q_i - M)^2 / (N-1) \right]^{1/2} \quad (5.18)$$

$$s = N \sum_{i=1}^n (q_i - M)^3 / ((N-1)(N-2) s^3) \quad (5.19)$$

donde

- M media de la muestra
 N número de años de registro
 S desviación estándar de la muestra
 g coeficiente de asimetría de la muestra
 q_i gasto máximo en el año i

De las ecuaciones (5.19) y (5.16) puede obtenerse

$$\alpha = \frac{1}{g^2} \quad (5.20)$$

$$\beta = g \cdot S \quad (5.21)$$

$$\delta = M - S/g \quad (5.22)$$

Las ecuaciones (5.20), (5.21) y (5.22), sirvieron para encontrar los valores iniciales para el programa de máximo ascenso que minimiza el error cuadrático medio entre las funciones de la distribución teórica y la estimada:

$$E(\alpha, \beta, \delta) = \sum_{i=1}^n \left[\hat{F}_Q(q_i) - \frac{1}{\Gamma(\alpha) \beta^\alpha} \int_{\delta}^{q_i} (x-S)^{\alpha-1} e^{-(x-\delta)/\beta} dx \right] w_i \quad (5.23)$$

De esta manera, fue posible encontrar los valores de α , β y δ para cada uno de las muestras de gastos máximos anuales constituidos por las estaciones de aforo de la zona.

Los ruidos de dos series cronológicas se enlistan a continuación. Se trata de simular ambos ruidos teniendo en cuenta que pueden estar correlacionados.

x_1	x_2	$(x_1 - \bar{x}_1)^2$	$(x_2 - \bar{x}_2)^2$	$(x_1 - \bar{x}_1)(x_2 - \bar{x}_2)$
0.90	1.70	1.76	3.44	2.48
-1.35	-1.71	0.87	2.34	1.42
-1.75	-1.11	1.77	0.90	1.26
-0.39	0.35	0.00	0.28	0.02
-0.54	-0.36	0.01	0.03	0.02
1.74	2.95	10.10	9.80	9.90
0.50	1.49	1.49	2.80	2.04
-3.08	-3.52	7.08	11.15	8.90
-3.01	-2.74	6.70	6.56	6.64
1.77	2.21	4.80	5.70	5.23
-1.71	-2.32	1.66	0.55	2.76
<u>0.54</u>	<u>0.98</u>	<u>0.92</u>	<u>2.34</u>	<u>1.11</u>
-5.08	-2.08	37.16	48.90	41.78

Para aplicar la técnica de componentes principales es necesario que los ruidos x_1 y x_2 tengan media cero y variancia uno. Para lograrlo hay que realizar la transformación siguiente:

$$x_1 = \frac{x_1 - \bar{x}_1}{\sigma_{x_1}}$$

Las medias y desviaciones estándar de los ruidos x_1 y x_2 valen:

$$\bar{x}_1 = \frac{-5.08}{12} = -0.42 \quad \sigma_{x_1} = \sqrt{\frac{37.16}{12}} = 1.76$$

$$\bar{x}_2 = \frac{-2.08}{12} = 0.18 \quad \sigma_{x_2} = \sqrt{\frac{48.90}{12}} = 2.02$$

Procedamos ahora al cálculo de la matriz C

$$C_{11} = \frac{1}{N} \sum x_1^2 = 1.0$$

$$C_{22} = \frac{1}{N} \sum x_2^2 = 1.0$$

$$C_{12} = \frac{1}{N} \sum x_1 x_2 = \frac{1}{N} \sum \frac{(x_1 - \bar{x}_1)}{\sigma_{x_1}} \frac{(x_2 - \bar{x}_2)}{\sigma_{x_2}} = \frac{41.78}{12} \frac{1}{1.76} \frac{1}{2.02} = 0.98$$

$$C = \begin{bmatrix} 1.0 & 0.98 \\ 0.98 & 1.0 \end{bmatrix}$$

Ahora, resolvamos el problema de valores y vectores característicos para la matriz C

$$\begin{vmatrix} 1.0 - \lambda & 0.98 \\ 0.98 & 1.0 - \lambda \end{vmatrix} = 1 + \lambda^2 - 2\lambda - 0.96 = 0$$

$$\lambda^2 - 2\lambda + 0.04 = 0 \quad \lambda = \frac{2 \pm \sqrt{4 - 0.16}}{2}$$

$$\lambda_1 = 1.98$$

$$\lambda_2 = 0.02$$

Para $\lambda_1 = 1.98$ se obtiene el siguiente vector característico

$$\begin{bmatrix} 1.0 - 1.98 & 0.98 \\ 0.98 & 1.0 - 1.98 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} a_{11} \\ a_{12} \end{Bmatrix} = - \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \end{Bmatrix}$$

$$- 0.98 a_{11} + 0.98 a_{12} = 0$$

por lo que $a_{11} = a_{12} = 1.0$

como debe cumplirse que $a_{11}^2 + a_{12}^2 = 1.0$ se tiene que

$$a_{11} = \frac{1}{\sqrt{2}} = 0.707$$

$$a_{12} = \frac{1}{\sqrt{2}} = 0.707$$

En forma similar para $\lambda_2 = 0.02$ se obtiene el siguiente vector característico

$$a_{21} = 0.707$$

$$a_{22} = -0.707$$

Los ruidos X_1 y X_2 se podrán generar con las siguientes expresiones

$$X_1 = 0.707 f_1 + 0.707 f_2 = 0.707 (f_1 + f_2)$$

$$X_2 = 0.707 f_1 - 0.707 f_2 = 0.707 (f_1 - f_2)$$

Las desviaciones estándar de los ruidos independientes f_1 y f_2 están dadas por

$$\sigma_{f_1} = \sqrt{1.98} = 1.41$$

$$\sigma_{f_2} = \sqrt{0.02} = 0.14$$

Si aceptamos que de un análisis preliminar se encontró que los ruidos x_1 y x_2 tenían distribución normal, entonces los ruidos independientes f_1 y f_2 tienen las siguientes distribuciones normales

$$f_1 \text{ [NOR, 0, 1.41]}$$

$$f_2 \text{ [NOR, 0, 0.14]}$$

Para generar nuevos valores de f_1 y f_2 escogamos una tabla de números aleatorios con distribución normal que tenga media cero y variancia uno

NA ₁	NA ₂	1.41NA ₁	0.14NA ₂	$f_1 + f_2$	$f_1 - f_2$	X ₁	X ₂
-0.23	-0.65	-0.32	-0.09	-0.41	-0.23	-0.29	-0.16
0.21	-0.21	0.30	-0.03	0.27	0.33	0.19	0.23
0.27	0.08	0.38	0.01	0.39	0.37	0.27	0.26

Finalmente los nuevos ruidos generados x_1 y x_2 se obtienen por medio de las siguientes transformaciones

$$x_1 = 1.76 X_1 - 0.42$$

$$x_2 = 2.02 X_2 - 0.18$$

-0.93
-0.08
0.05

-0.50
0.28
0.34



centro de educación continua
división de estudios de posgrado
facultad de ingeniería unam



HIDROLOGIA DE DISEÑO

AVENIDA MAXIMA PROBABLE
INTEGRACION DE EVENTOS HIDROLOGICOS

ING. LUIS ESPINOSA NUÑEZ

DICIEMBRE, 1979.



6. LA AVENIDA MAXIMA PROBABLE.

6.1 Antecedentes.

Para analizar los diversos criterios existentes en la determinación de la Avenida Maxima Probable que con cierta frecuencia de incidencia se puede presentar en el sitio por analizar, se requiere conocer por una parte el tamaño de la cuenca y por otro la información hidrológica disponible. En la tabla 6.1 se muestra la forma de seleccionar el criterio mas adecuado para deducir la avenida de diseño, de acuerdo con los requerimientos antes mencionados.

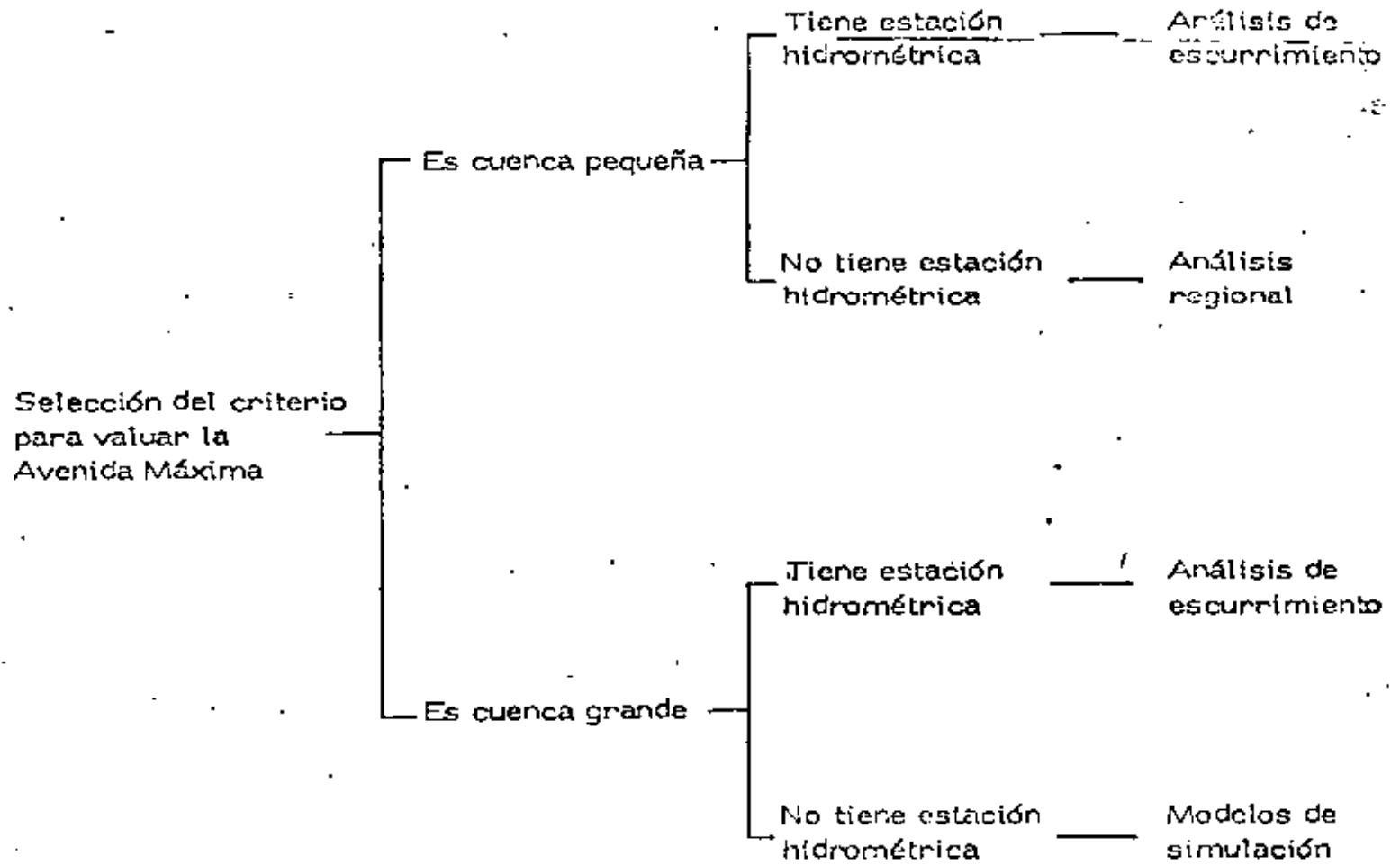
6.2 Modelo Lluvia - Escurrimiento.

Este inciso se enfoca al análisis a realizar en una cuenca pequeña con información hidrométrica en donde se desea conocer el hidrograma de una avenida conocido el hietograma de la tormenta de diseño. Para ello, primero se indica la forma de procesar la información requerida para deducir el hidrograma unitario de las avenidas que han producido los gastos máximos anuales.

Posteriormente, se integra dicha información y se obtiene el hidrograma unitario representativo para la duración de la lluvia en exceso. Con ello se hace la aplicación para obtener la avenida de diseño.

TABLA 6.1

SELECCION DE LA METODOLOGIA



6.3 Análisis de los eventos hidrológicos extremos.

6.3.1 Datos requeridos.

La deducción del hidrograma unitario en una cuenca, involucra la disponibilidad tanto de información climatológica como de escurrimiento.

Para satisfacer la primera, se requiere disponer de preferencia por lo menos de una estación climatológica con pluviógrafo y de varias con pluviómetro. Si sólo se cuenta con pluviómetros, el análisis se hará con intervalos de duración diarios, perdiéndose precisión en el análisis.

Para la obtención de hidrogramas unitarios se deberán seleccionar avenidas aisladas, de preferencia las que han originado los gastos máximos anuales.

6.3.2 Procesamiento de la información.

Escogidos los eventos por analizar, se procede por lo que respecta a las lluvias, a obtener su hietograma correspondiente y de éste la lluvia en exceso. En relación con las avenidas, se procede a separar sus escurrimientos.

El hietograma de la tormenta se apoya en la curva masa de la precipitación representativa de la cuenca en estudio, para lo cual primero se deduce la curva masa con apoyo en los pluviógrafos, considerando su influencia con polígonos de Thiessen y posterior

mente se ajusta con base a la altura de lluvia media en la cuenca, deducida para la duración total de la tormenta por el método de las isoyetas ó el método de Thiessen, con apoyo en todas las estaciones climatológicas disponibles (ref |).

Lo anterior involucra dos análisis, uno aproximado, en donde sólo se incluyen las estaciones con pluviógrafo y otro el correcto, en el cual intervienen todas las estaciones con pluviógrafo y pluviómetro.

En el primer análisis, si se aceptan n pluviógrafos y la duración de la tormenta dividida en n intervalos de tiempo Δt , se tiene que la altura de lluvia media en la cuenca aproximada es

$$h_{pm,t} \text{ aprox} = \sum_{j=1}^n (Th)_j h_{pj,t} \quad (6.1)$$

donde

- | | |
|--------------------------|--|
| $h_{pm,t} \text{ aprox}$ | altura de lluvia media aproximada en la cuenca en el intervalo Δt , mm |
| $h_{pj,t}$ | altura de lluvia registrada en el pluviógrafo j en el intervalo Δt , mm |
| $(Th)_j$ | área de la cuenca correspondiente al polígono de Thiessen que controla el pluviógrafo j, entre el área total de la cuenca. |

Para el segundo análisis, si se tienen l pluviómetros, se dispondrá en la cuenca de $n + l$ estaciones climatológicas. Con ello, la ec. 6.1 se puede ajustar y la altura de lluvia media correcta en la cuenca para cada intervalo de tiempo se valdrá de acuerdo con los polígonos de Thiessen como:

$$h_{pm,t}^{corr.} = \frac{\sum_{j=1}^{n+l} (Th)_j h_{pj,d}}{n} = h_{pm,t}^{aprox} \quad (6.2)$$

siendo

$h_{pj,d}$ altura de lluvia registrada en la estación climatológica j , para la duración total de la tormenta d .

Con la ec. 6.2, aplicada para cada intervalo de análisis Δt , se deduce el hietograma de la precipitación media en la cuenca en estudio.

Por otra parte, se procesará el hidrograma del escurrimiento, separando el escurrimiento directo producido por la tormenta, del escurrimiento base producido por el escurrimiento subterráneo, con lo que se conocerá la avenida producida por la tormenta de la cual se dispone de su hietograma.

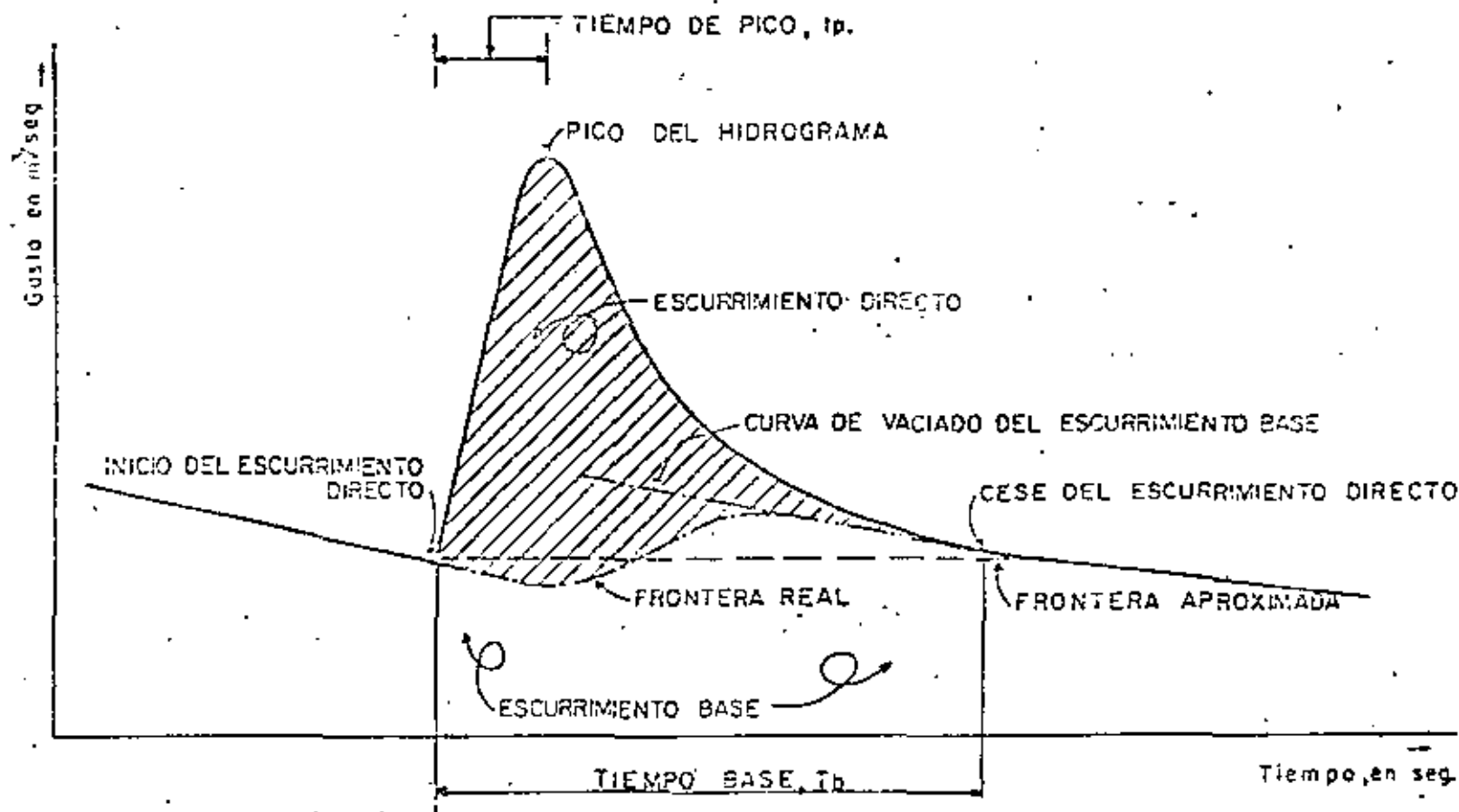


FIG. 6.1 SEPARACION DE ESCURRIMIENTOS

Un análisis detallado exigirá el conocimiento de la curva de vaciado de la cuenca, que es la variación del gasto base respecto al tiempo.

Esta curva permitirá conocer el punto aproximado donde termina el escurrimiento directo. La curva de vaciado se puede obtener analizando una serie de hidrogramas en época de secas; por su perposición se deduce una variación bastante completa de la curva de vaciado.

La frontera entre los dos escurrimientos (base y directo) se define ligando el punto de inicio con el punto de cese del escurrimiento directo, por medio de una línea curva (fig. 6.1).

Quando se tenga un hidrograma de tormentas consecutivas y se desee separar el escurrimiento, se necesitará también conocer la curva de abatimiento del escurrimiento directo (ref 1).

6.4 Hidrograma Unitario.

6.4.1 Definición e hipótesis

El hidrograma unitario (H.U.) de una cuenca se define como el hidrograma del escurrimiento directo resultante de un centímetro de lluvia en exceso, generada uniformemente sobre la cuenca, con una intensidad uniforme durante un periodo específico de tiempo.

El H.U. permite relacionar la precipitación con el escurrimiento, a través de su distribución respecto al tiempo. (ref 2).

El H.U. se basa en las siguientes hipótesis

- La lluvia en exceso está distribuida uniformemente en toda su duración y sobre el área de la cuenca.
- El tiempo base de duración del hidrograma del escurrimiento directo debido a una lluvia en exceso de duración unilateral es constante.
- Las ordenadas de los hidrogramas de escurrimientos directos de un tiempo base común son directamente proporcionales a la cantidad total de escurrimiento directo representado por cada hidrograma.
- Para una cuenca dada, en la forma de su hidrograma unitario están integradas todas las características físicas de la cuenca.

Lo anterior tiende a satisfacer en cuencas pequeñas y con tormentas de corta duración y gran intensidad.

6.4.2 Deducción del H.U. de una tormenta aislada.

Para deducir el H.U. de una tormenta aislada, se hace lo siguiente:

- a) Se determina el volumen de escurrimiento directo

$$V_e = \sum_{i=1}^n Q_i \Delta t \quad (6.3)$$

en donde

Q_i gasto medio del escurrimiento directo en el intervalo de tiempo Δt , en $m^3/seg.$

n número de intervalos de tiempo en los que se subdividió el tiempo base del hidrograma, T_b ;

$\Delta t = T_b/n$, en seg.

V_e volumen de escurrimiento directo, en m^3

- b) Para obtener las ordenadas del H.U. se dividen las ordenadas del hidrograma del escurrimiento directo entre la altura de lluvia en exceso h_e , la cuál se deduce como:

$$h_e = \frac{V_e}{A} \quad (6.4)$$

siendo

A área de la cuenca

h_e lluvia en exceso

V_e

volumen de escurrimiento directo, ec.6.3

- c) Se calcula la duración de la lluvia en exceso (d_e) que produjo el escurrimiento y para la cual el H.U. que se está deduciendo es aplicable. Para ello se obtiene el índice de infiltración como:

$$h_e = \sum_{i=1}^n (h_{pi} - \phi \Delta t) \quad (6.5)$$

en donde

h_e

lluvia en exceso, ec. 6.4, en mm

h_{pi}

lluvia correspondiente al intervalo i del hietograma, en mm

ϕ

índice de infiltración, en mm/hora

En la fig 6.2 se muestra en forma esquemática este proceso.

- d) Dado que el H.U. acepta que la lluvia en exceso es uniforme en toda su duración, si al deducir ϕ de un hietograma, resulta que la lluvia en exceso no lo es para los intervalos de tiempo analizados, se deberá rehacer el cálculo

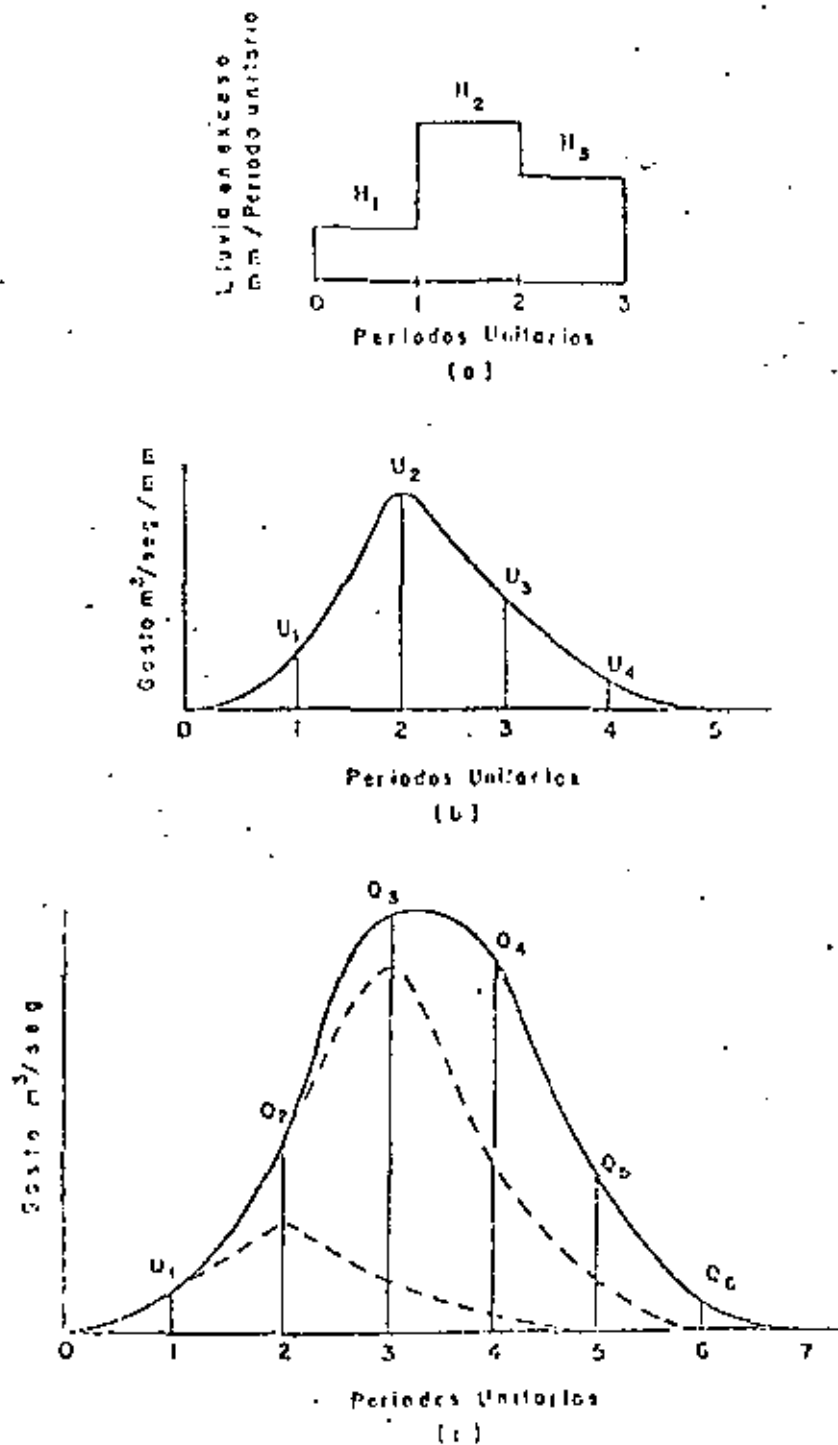


FIG. 6.2 Criterio para el análisis de un hidrograma:
 (a) Lluvia en exceso.
 (b) Hidrograma unitario.
 (c) Hidrograma del escurrimiento directo.

lo antes indicado de acuerdo con el inciso siguiente. Si la diferencia es menor del 30% se puede aceptar distribuida en toda la duración en exceso.

Análogamente si dentro de la variación del hietograma existe una diferencia igual o superior al 80% de la total, se considera que la lluvia es uniforme pero con una duración en exceso igual al tiempo del intervalo donde ocurre ese valor.

6.4.3 Deducción del H.U. de una tormenta variable.

Se considera una tormenta variable cuando al procesarla de acuerdo a lo indicado en el paso d) el subinciso anterior resulta que su lluvia en exceso es variable en el tiempo.

En este caso se considera que en realidad la avenida ha sido producida por una sucesión de tormentas con duración en exceso constantes e iguales al intervalo de análisis, esto se muestra en forma esquemática en la fig 6.2.

Por el principio de linealidad del hidrograma unitario, se puede plantear la relación existente de los periodos de tiempo a intervalos constantes entre el hidrograma unitario, para obtener la

lluvia y el hidrograma de la tormenta. Esta relación es

$$j = n - i + 1 \quad (6.6)$$

donde

<u>j</u>	número de ordenadas del hidrograma unitario
<u>i</u>	número de intervalos de lluvia en exceso
<u>n</u>	número de ordenadas del hidrograma de la tormenta

De esta manera la interrelación entre lluvia, el hidrograma unitario y el hidrograma producido por la tormenta se puede indicar en forma matricial como:

$$\underline{H} \underline{U} = \underline{Q} \quad (6.7)$$

donde

<u>H</u>	matriz de las alturas de lluvia en exceso
<u>U</u>	matriz de las ordenadas del hidrograma unitario
<u>Q</u>	matriz del hidrograma de la avenida en estudio

De acuerdo con la fig. 6.2, las matrices de la ec. 6.7 se pueden escribir como:

$$\underline{H} = \begin{bmatrix} H_1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ H_2 & H_1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ H_3 & H_2 & H_1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & H_3 & H_2 & H_1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & H_3 & H_2 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & H_3 & 0 & 0 \end{bmatrix}$$

$$\underline{U} = \begin{bmatrix} U_1 \\ U_2 \\ U_3 \\ U_4 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix}$$

$$\underline{Q} = \begin{bmatrix} Q_1 \\ Q_2 \\ Q_3 \\ Q_4 \\ Q_5 \\ Q_6 \end{bmatrix}$$

En este caso $i = 3$, $n = 6$ y $j = 4$ (ec 6.6)

Con este planteamiento se deduce el hidrograma unitario resultante.

Para ello se puede utilizar la matriz transpuesta de las precipitaciones, formándose una matriz cuadrada. De esta manera

$$H^T HU = H^T Q \quad (6.8)$$

y la solución para la matriz del hidrograma es

$$U = (H^T H)^{-1} H^T Q \quad (6.9)$$

La solución del hidrograma unitario obtenido en esta forma no siempre es exacta, dado que el comportamiento del fenómeno no necesariamente satisface las hipótesis de la teoría, por lo que es conveniente minimizar el error entre el hidrograma obtenido a partir del hidrograma unitario deducido de la solución de la ec 6.9.

Para ello se puede utilizar el criterio de Newton y Vinyard (ref 2).

6.4.4 Ajustes de H.U.

Los H.U. deducidos de acuerdo a los subincisos 6.4.2 ó 6.4.3 só lo servirán para tormentas que tengan la misma duración de la lluvia en exceso. En caso de quererlo usar para tormentas con du

ración en exceso diferente de la empleada, se deberá ajustar dicho H.U. Con tal objeto se usa el hidrograma S, también conocido como curvas S. Esta es producida por una lluvia en exceso, continua y constante para un período indefinido (fig 6.3). La curva toma una forma de S deformada y sus ordenadas, a la larga, se aproximan a la cantidad de lluvia en exceso, ya sea como un límite o como un tiempo de equilibrio. El hidrograma S puede construirse gráficamente sumando una serie de H.U. idénticos, espaciados a un intervalo igual a la duración de la lluvia en exceso, mismo de la que fueron deducidos.

Una vez que se ha construido el hidrograma S, el H.U., puede deducirse para cualquier duración, fig. 6.3. Considérese que el hidrograma S es producido por una lluvia en exceso continua, en una cantidad constante de I cm/h. Entonces avanzando o retrocediendo la posición del hidrograma S para un período igual a la duración de t_0 horas, se tendrá un hidrograma S desplazado. La diferencia entre las ordenadas del hidrograma S original y el desplazado, divididas entre t_0 , serán las ordenadas del H.U. correspondiente a una duración en exceso de t_0 horas.

6.4.5 Aplicación.

Como el H.U. se basa en la teoría lineal, conforme aumenta el área de la cuenca a la cual se aplica esta teoría, esta hipótesis no se satisface. Por lo tanto, dado que en este trabajo se considera una cuenca pequeña hasta áreas de $3\ 000\text{ km}^2$, para apli

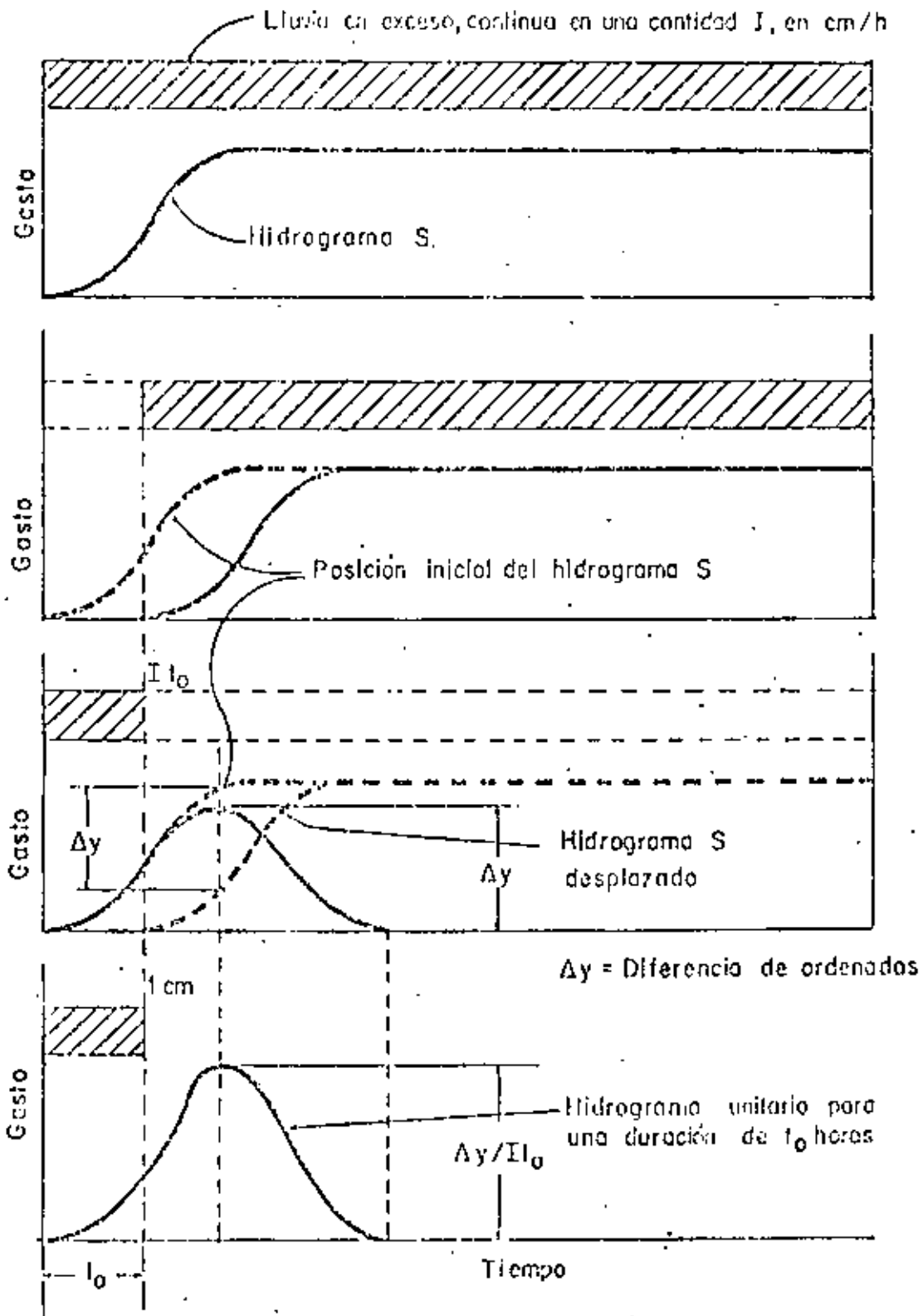


FIG. 6.3 DEDUCCION DE UN HIDROGRAMA UNITARIO POR MEDIO DEL METODO DEL HIDROGRAMA S.

car la teoría del H.U. a cuencas de este tipo, se recomienda analizar por lo menos seis eventos extremos y deducir la curva S para cada una de ellas. Si las curvas S coinciden, la hipótesis de linealidad se satisface. Si las curvas S son diferentes, se podrá utilizar la teoría del H.U. si al estabilizarse los gastos, la variación entre ellos no es mayor del 20%.

Así, se seleccionará la curva S que este más próxima a la media. Si la diferencia entre los gastos estabilizados de las curvas S son mayores del 20%, no se podrá utilizar la teoría del H.U. y el análisis del escurrimiento de la cuenca se hará a través de una relación Lluvia-Escurrecimiento.

Seleccionada la curva S, se obtiene el H.U. para la duración de la lluvia en exceso de la tormenta de diseño.

Previo a la aplicación, al hietograma de la tormenta se le debe restar el índice de infiltración. Para ello se escogerá el valor más pequeño que se haya deducido del análisis de los eventos hidrológicos más desfavorables en la cuenca.

6.5 Relación Lluvia-Escurrecimiento-en-cuencas-sin-estación hidrométrica.

En el caso en que no se disponga de control hidrométrico en la cuenca, la deducción de la avenida de diseño, definida la tormenta de diseño, se hará mediante la aplicación de una relación lluvia-escurrecimiento.

Primeramente se indica la forma de cuantificar la lluvia en exceso, y posteriormente se proporcionan las características del hidrograma triangular, así como las características de las relaciones lluvia-escorrimento de Chow y de I-Pai-Wu.

6.5.1 Lluvia en exceso.

Por lluvia en exceso se entiende la parte de la lluvia que contribuye al escurrimento directo, siendo éste el producido por el escurrimento superficial y en menor o mayor grado por el escurrimento subsuperficial rápido.

Los factores que afectan directamente a la cantidad de lluvia en exceso o escurrimento directo son; el uso de la tierra, condición de la superficie, tipo de suelo y cantidad y duración de la lluvia.

Para tomar en cuenta el efecto de estos factores en cuencas naturales, se tiene el número de escurrimento N (ref 3), el cual es un coeficiente de peso del escurrimento directo y es función del uso del suelo y las características de éste. Los suelos se clasifican según afectan las características del material en el escurrimento, en cuatro tipos de suelos hidrológicos A, B, C, y D.

Tipo A. (Potencial de escurrimento mínimo). Incluye arenas profundas con poco limo y arcilla y a los loess muy permeables.

Tipo B. Incluye a los suelos arenosos menos profundos que el tipo A y loess menos profundos o menos compactos que el del tipo A. El grupo en conjunto, tiene una infiltración superior a la media después de su completo humedecimiento.

Tipo C. Comprende suelos poco profundos y los que contienen cantidades considerables de arcilla y coloides, aunque menos que los del tipo D. El grupo tiene una infiltración inferior a la media después de la presaturación.

Tipo D. (Potencial de escurrimiento máximo). Incluye principalmente arcillas con alto porcentaje de hufamiento, también incluye algunos suelos poco profundos con subhorizontes casi impermeables cerca de la superficie.

Conocido el tipo de suelo de acuerdo con la clasificación anterior y tomando en cuenta el uso que tenga el suelo, con la tabla 6.2 se podrá conocer el valor de N.

Una vez conocido el número de escurrimiento, el valor de la lluvia en exceso h_e puede calcularse para una lámina de lluvia dada h_p a partir de la ecuación

$$h_e = \frac{\left(h_p - \frac{508}{N} + 5.08\right)^2}{h_p + \frac{2032}{N} - 20.32} \quad (6.10)$$

donde

h_e

lluvia en exceso, en cm

TABLA 6.2

SELECCION DEL NUMERO DE ESCURRIMIENTO N

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

h_p lluvia total, en cm

En el caso de cuencas urbanas, la lluvia en exceso se calcula como

$$h_e = C h_p \quad (6.11)$$

en donde

C coeficiente de escurrimiento

h_e lluvia en exceso, en cm

h_p lluvia total, en cm

El coeficiente de escurrimiento C se valda para cuencas urbanas de acuerdo con la tabla 6.3. En la tabla 6.4 se proporcionan valores de C para cuencas naturales.

Para procesar el hietograma de una tormenta, conocida la lluvia en exceso, se procede a determinar el índice de infiltración ϕ . Para ello se aplica por tanteos la ecuación.

$$h_e = \sum_{i=1}^n (h_{pi} - \phi \Delta t) \quad (6.12)$$

siendo en este caso

h_e lluvia en exceso, ec. 6.10 ó 6.11, en mm

h_{pi} lluvia correspondiente al intervalo i del hietograma, en mm

TABLA 6.3

VALORES DEL COEFICIENTE DE ESCURRIMIENTO
EN LA FORMULA RACIONAL

Tipo del Area de Drenaje	Coeficiente de Escurrimiento, C
Césped:	
Suelo arenoso, plano, 2%	0.05 - 0.10
Suelo arenoso, medio, 2-7%	0.10 - 0.15
Suelo arenoso, escalonado 7%	0.15 - 0.20
Suelo denso, plano 2%	0.13 - 0.17
Suelo denso, medio 2-7%	0.18 - 0.22
Suelo denso, empinado 7%	0.25 - 0.35
Zonas Comerciales:	
Áreas del centro de la ciudad	0.70 - 0.95
Áreas en los alrededores de la ciudad	0.50 - 0.70
Zonas Residenciales:	
Áreas unifamiliares	0.30 - 0.50
Áreas multifamiliares, espaciadas	0.40 - 0.60
Áreas multifamiliares, juntas	0.60 - 0.75
Áreas Suburbanas	0.25 - 0.40
Zonas Industriales:	
Áreas despejadas	0.50 - 0.80
Áreas densas	0.60 - 0.90
Parques y cementerios	0.10 - 0.25
Parques deportivos	0.20 - 0.35
Áreas de patios de ferrocarril	0.20 - 0.40
Áreas improvisadas	0.10 - 0.30
Calles:	
Pavimento asfáltico	0.70 - 0.95
Concreto hidráulico	0.80 - 0.95
Ladrillo	0.70 - 0.85
Pisos andadores	0.75 - 0.85
Ardidas	0.75 - 0.95

fuente : ASCE

TABLA 6.4

CARACTERÍSTICAS DE LA CUENCA PARA DETERMINAR EL COEFICIENTE DE ESCURRIMIENTO EN LA FÓRMULA RACIONAL*

DIRECCIÓN DE LAS CARACTERÍSTICAS DE LA CUENCA	CARACTERÍSTICAS QUE PRODUCEN EL ESCURRIMIENTO			
	100 EXTRÉMO	75 ALTO	50 NORMAL	25 BAJO
	(40) Escarpada, terreno abrupto, con pendiente en promedio superior al 30%.	(20) Montañosa, con pendiente promedio de 10 a 20%.	(20) Llanura, con pendiente promedio de 5 a 10%.	(10) Superficie relativamente plana con pendiente promedio de 0 a 5%.
Infiltración en el Suelo	(20) Cubierta no efectiva, roca o suelo fino con capacidad de infiltración despreciable.	(15) Terro para infiltrar el agua, arcilla u otro suelo con capacidad de infiltración baja.	(10) Normal, capacidad de infiltración semejante a las de la pompa. Suelos limosos, profundos.	(5) Alto, arenas profundas en otro tipo de suelo que toma el agua rápidamente.
Cubierta Vegetal	(20) Cubierta de plantas con efecto de interceptación. Cubierta lisa o esparcida.	(15) De pobre a regular, cultivos nuevos, en tiempo de cosecha, o cubiertas pobres, menores al 10% de áreas de drenaje con buena cubierta.	(10) De regular a buena; aproximadamente el 50% del área de drenaje en pastizales, bosques o cubierta equivalente, no mayores al 50% en áreas de cosecha o cultivos nuevos.	(5) De buena a excelente; aproximadamente del 90% de áreas de drenaje en pastizales, bosques o cubierta equivalente.
Almacenaje Superficial	(20) Despreciable; pocas depresiones superficiales y poca profundas, con raras escorrentías y peruanas, sin estanques y pantanos.	(15) Bajas un sistema bien definido de pequeñas corrientes, sin estanques y pantanos.	(10) Normal, considerables depresiones a parcelas de almacenamiento; sistema de drenaje parecido a las áreas típicas de la pompa, lotes, estanques y pantanos menores al 2% del área de drenaje.	(5) Alto; grandes depresiones superficiales de almacenamiento, sistemas de drenaje no muy bien definidos, plano en alto de la avenida de almacenamiento a un gran número de lotes, pantanos o estanques.

*NOTA: Para obtener el coeficiente C en porcentaje, sumar de acuerdo con las características de la cuenca en estudio los cuatro valores entre paréntesis, correspondientes a cada columna y renglón.

i	índice de infiltración, en mm/hora
t	intervalo de tiempo asignado al hietograma de la tormenta, en horas
n	número de intervalos

obsérvese que

$$h_p = \sum_{i=1}^n h_{pi} \quad (6.13)$$

en donde h_p es la altura de lluvia total de la tormenta en estudio.

6.5.2 Hidrograma unitario triangular.

El modelo lluvia - escurrimiento a utilizar corresponde al hidrograma unitario triangular (fig 6.4), cuyas ecuaciones características son (ref).

$$t_p = 0.5 t_c + \frac{\Delta t}{2} \quad (6.14)$$

$$Q_p = 0.556 \frac{h_e A}{n t_p} \quad (6.15)$$

$$T_b = n t_p \quad (6.16)$$

en donde

t_c	tiempo de concentración, en horas
Δt	intervalo de análisis, en horas

Lluvia en
exceso, (mm)

h_e



Tiempo (horas)

d

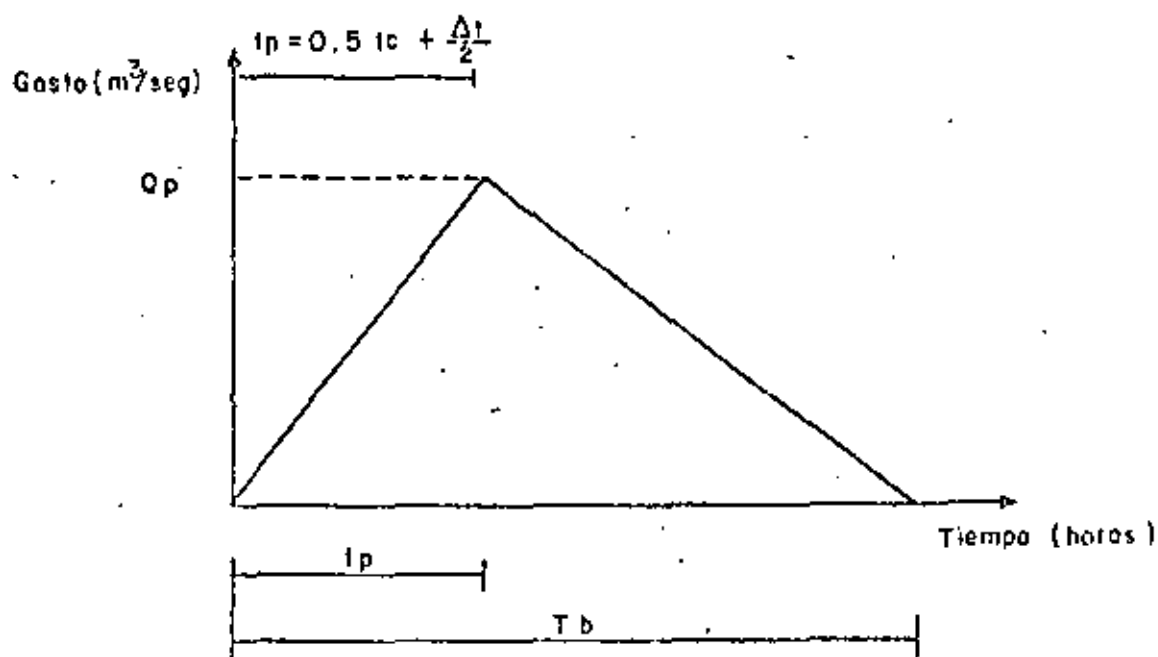


FIG. 6.4

HIDROGRAMA UNITARIO TRIANGULAR.

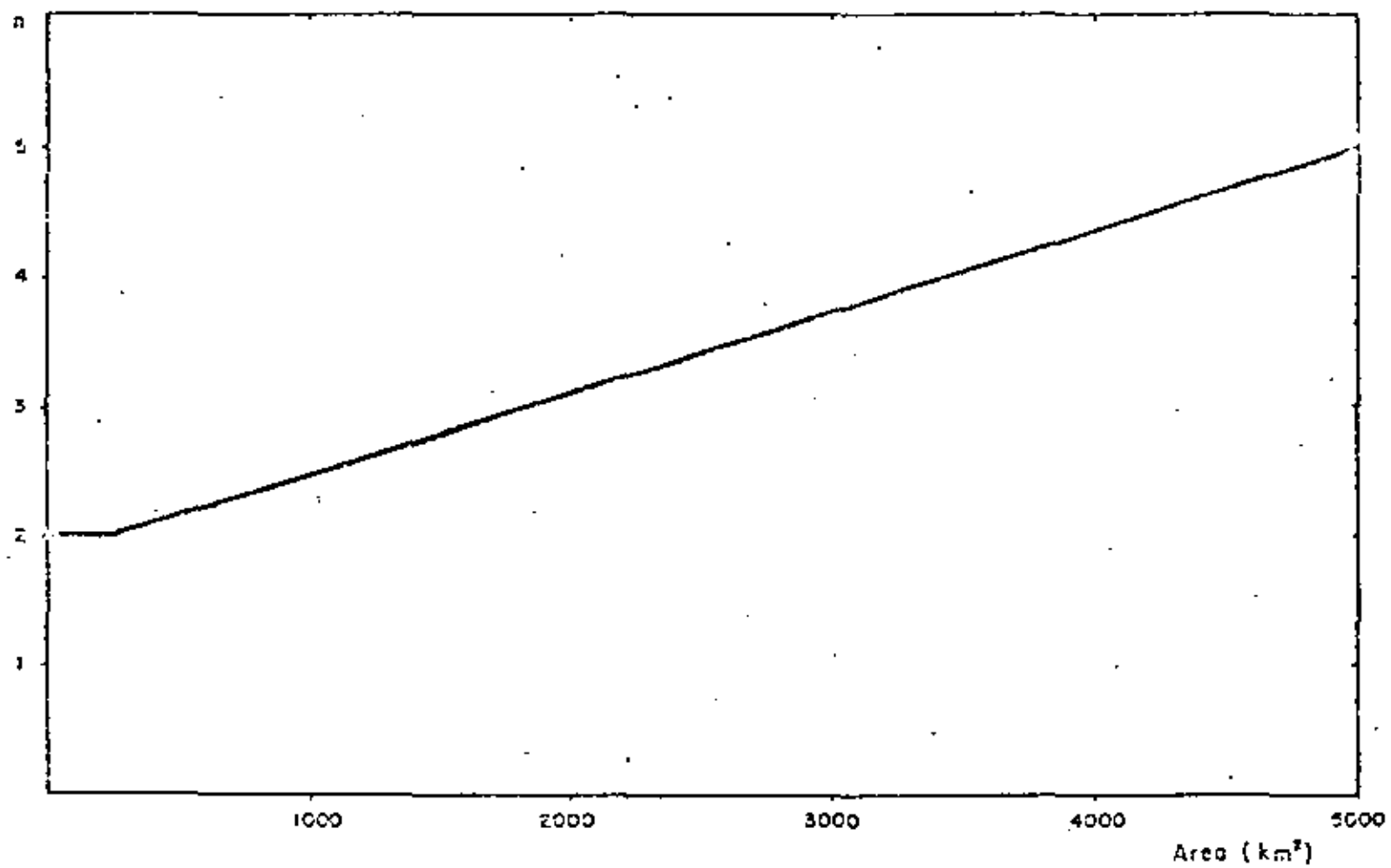


FIG. 6.5 VARIACION DEL PARAMETRO N EN FUNCION DEL AREA DE LA CUENCA.

es conveniente analizar la información disponible con apoyo en otros registros del mismo evento dentro del área en estudio.

El criterio a utilizar se conoce con el nombre del método estación-año (ref 1).

Este método se basa en la idea de que todas las estaciones de registro, si están localizadas en una zona meteorológicamente homogénea experimentan frecuencias de lluvia similares y que si estas estaciones están lo suficientemente separadas, el total de las experiencias de todas las estaciones, será similar a la experiencia de cualquiera de las estaciones individuales.

Lo anterior permite disponer de un número mayor de información y no realizar el análisis con una sola estación.

Para poder aplicar el método antes indicado, se requiere que todas las estaciones involucradas se encuentren en una zona meteorológicamente homogénea.

La zona meteorológicamente homogénea se define como aquella área en donde la probabilidad de ocurrencia de una tormenta de cualquier intensidad dada es la misma en cualquier punto. En la fig 7.1 se muestra una división preliminar realizada en el país por zonas meteorológicamente homogéneas.

7.3 Regionalización de gastos máximos.

Un intento de regionalización para determinar los gastos máximos

7. INTEGRACION DE EVENTOS HIDROLOGICOS.

7.1 Introducción.

Este capítulo corresponde a la integración de las avenidas deducidas de las subcuencas en las cuales se haya dividido la cuenca para su estudio.

Primero se plantea la regionalización de las lluvias y de los gastos máximos anuales a fin de disponer de un acotamiento del análisis. Posteriormente se indica la forma de transitar los hidrogramas de las avenidas resultantes y por último se hace la integración del análisis.

7.2 Regionalización para el análisis de lluvias.

Cuando se carece de registros con el suficiente número de años para hacer estimaciones a futuro, o sea cuando:

$$n \leq \frac{T}{5} \tag{7.1}$$

donde

n	número de años de registro
T	período de retorno para el cual se <u>de</u> sea <u>extrapolar</u> la <u>información</u> <u>disponi</u> <u>ble.</u>

centaje se puede calcular en tramos,

aplicando la fórmula

$$S = \left[\frac{n}{\frac{1}{\sqrt{s_1}} + \frac{1}{\sqrt{s_2}} + \dots + \frac{1}{\sqrt{s_n}}} \right]^2 \quad (6.31)$$

en donde n, es el número de tramos de igual longitud y S_n la pendiente de cada tramo.

REFERENCIAS

1. Rolando Springall Galindo. "Hidrología primera parte". Publicación del Instituto de Ingeniería de la UNAM, D7 (1970).
2. Newton, A.W. y Vinyard, J.W. "Computer Determined Unit Hydrography from Floods". Proc. A.S.C.E.J. Hydr. Div., Vol. 93, No. HY5, pp 219-236, (1967).
3. Ven Te Chow. "Hydrologic Determination of Waterway Areas for the Design of Drainage Structures in Small Drainage Basins". Boletín No.462. Universidad de Illinois. (1962).
4. "Design of Small Dams". U.S. Department of the Interior Bureau of Reclamation, Washington, D.C. (1965).
5. Ven Te Chow, "Handbook of Applied Hydrology", Mc.Graw-Hill Book Co. (1964).
6. I-Pai-Wu, "Design Hydrographs for Small Watersheds in Indiana", Journal of the Hydraulics Division, Proceedings, American Society of Civil Engineers. (1963).
7. Recomendaciones para el Diseño y Revisión de Estructuras para el Control de Avenidas. C.P.N.H. (1978).

la curva de recesión del hidrograma en estudio.

Conocidos Q_{max} , t_m y n , se puede obtener la forma del hidrograma aplicando la ecuación

$$\frac{Q}{Q_{max}} = \left[\frac{t}{t_m} \right]^{n-1} \left[e^{-(n-1)} \right] \left(\frac{t}{t_m} - 1 \right) \quad (6.27)$$

donde Q es el gasto en m^3/seg , para un tiempo t horas, a partir del inicio del hidrograma..

Para conocer K_1 , t_m y n , se requiere del estudio de una serie de hidrogramas para diversas cuencas dentro de la zona en estudio.

Como una primera aproximación, se pueden utilizar las expresiones desarrolladas por I-Pai-Wu:

$$n = 4 \frac{t_m}{K_1} \quad (6.28)$$

$$t_m = 0.93 A^{1.085} L^{-1.233} S^{-0.668} \quad (6.29)$$

$$K_1 = 0.73 A^{0.937} L^{-1.474} S^{-1.473} \quad (6.30)$$

donde

- A área de la cuenca en estudio, en km^2
- L longitud de l cauce principal, en km
- S pendiente del cauce principal en por-

t_m tiempo desde el inicio del hidrograma hasta que se presenta el gasto máximo, en hr

$\Gamma(n)$ función gamma de n

n número de recipientes lineales que simulan la cuenca.

se calcula como

$$n = \frac{(K_1 + t_m) \log \frac{q_0}{q_1} + t_m \log \frac{t_0}{t_1}}{K_1 \log \frac{q_0}{q_1} + t_m \log \frac{t_0}{t_1}} \quad (6.25)$$

en que

K_1 coeficiente de almacenaje, se relaciona con las características de la cuenca, y se determina como

$$K_1 = \frac{t_1 - t_0}{\ln \frac{q_0}{q_1}} \quad (6.26)$$

donde

q_0 gasto, en m^3/seg , para el tiempo t_0 , sobre la curva de recesión del hidrograma en estudio

q_1 gasto, en m^3/seg , para el tiempo t_1 , sobre

$$t_p = 0.00505 \left[\frac{L}{\sqrt{S}} \right]^{0.64}$$

siendo

L	longitud del cauce principal, en m
S	pendiente del cauce principal, en porcentaje
t_p	tiempo de retraso de la tormenta en h

6.5.4 Método de I-Pai-Wu.

Se basa en el modelo lineal propuesto por Nash, para obtener hidrogramas unitarios instantáneos (ref 6).

El método de I-Pai-Wu, permite obtener el hidrograma para una cierta frecuencia con base en las curvas de intensidad-duración-frecuencia y conociendo las características de la cuenca en estudio.

El gasto máximo se expresa como:

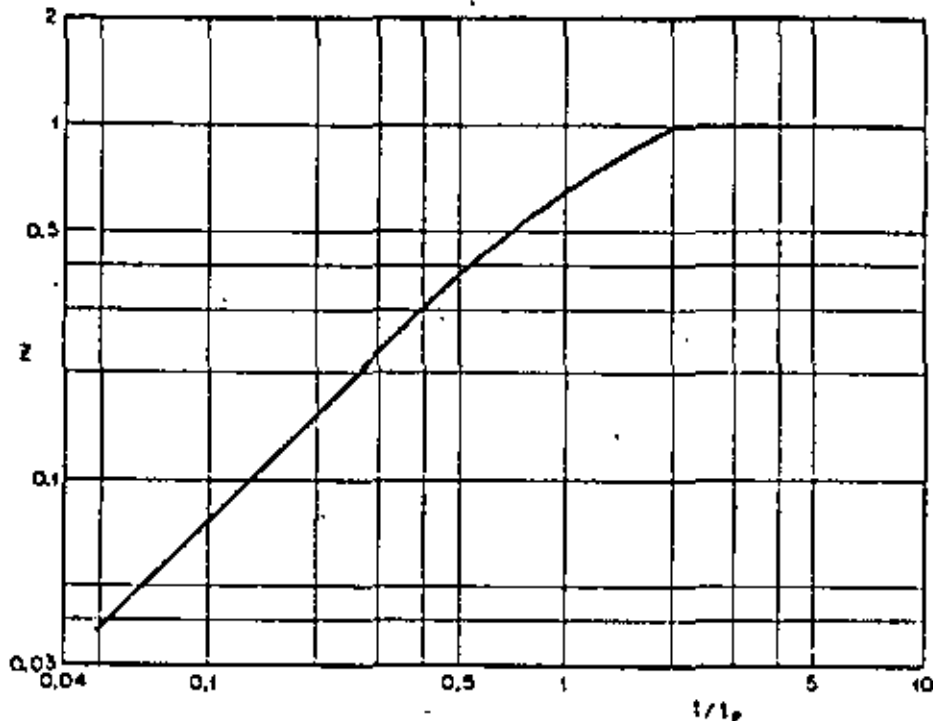
$$Q_{\max} = 2.78 \frac{A P_e}{t_m} f(n, t_m) \quad (6.23)$$

donde

$$f(n, t_m) = \left(\frac{n-1}{e} \right)^{n-1} \frac{n-1}{\Gamma(n)} \quad (6.24)$$

siendo

A	área de la cuenca, en km ²
P_e	lluvia en exceso para la tormenta en estudio, en cm, ec(6.10)

Fig 1.13 Relación entre Z y t/t_p b) Cálculo de la precipitación en exceso P_{eb}

Como no se conoce la duración de la tormenta más desfavorable, se supondrán diversos valores de esta hasta lograr el gasto máximo.

De la fig 1.12 se obtienen, para $T_r=25$ años y diversos valores de t (duración total de la tormenta), valores de i (intensidad de lluvia).

Para cada valor de t se obtendrá la precipitación total como $P_b=i \times t$. Conociendo P_b y el valor de N deducido en el paso anterior, se calculará a partir de la ec C.1.5.13, el valor de R_{bb} .

Fig 6.6

en cm, para una duración de t horas y frecuencia determinada

N número de escurrimiento, *Tabla (6.2)*

El factor climático se calcula como

$$Y = 2.78 P/P_b \quad (6.22)$$

donde

P/P_b relación de alturas de lluvia, entre la zona en estudio y la estación base, para una tormenta con duración de 24 hr y período de retorno de 50 años. Si no existen datos, se relacionan las alturas de lluvia de las tormentas que den el coeficiente mas desfavorable.

El factor de reducción Z, relaciona el gasto pico de un hidrograma unitario correspondiente a una lluvia de duración t y el escurrimiento de la misma intensidad de lluvia supuesta de duración infinita. En la fig.(6.6), se puede calcular a partir de la relación t/tp.

La relación t/tp, se obtiene, considerando t como la duración de la tormenta en estudio y tp como el tiempo de retraso de la tormenta.

El tiempo de retraso tp, si no es posible valorarlo para un estudio particular en cuentas adyacentes a la estudiada, se podrá obtener mediante la expresión obtenida por Chow:

homogénea donde se encuentra la cuenca en estudio.

Las expresiones características del método son:

$$Q = AXYZ \quad (6.19)$$

donde

A	área de la cuenca, en km ²
Q	gasto máximo, en m ³ /seg
X	factor de escurrimiento
Y	factor climático
Z	factor de reducción

El factor de escurrimiento se expresa como

$$X = \frac{P_{eb}}{t} \quad (6.20)$$

donde P_{eb} es la lluvia en exceso, en cm, de la estación base, para una duración de t horas y una frecuencia determinada, la cual se calcula como

$$P_{eb} = \frac{\left(P_b - \frac{508}{N} + 5.08 \right)^2}{P_b + \frac{2032}{N} - 20.32} \quad (6.21)$$

siendo

P_b precipitación total en la estación base,

presión debida a Rowe (ref)

$$t_c = \left[\frac{0,81 L^3}{H} \right]^{0.385} \quad (6.18)$$

siendo

L longitud del cauce principal, en km

H diferencia de elevación entre los extremos del cauce principal, en m

De esta manera conocidas las características de la cuenca y la lluvia en exceso, ec (6.10) ó (6.11), de las ecs. 6.14, 6.15 y 6.16 se deduce el hidrograma de la avenida resultante.

6.5.3 Método de Chow.

El método de Chow (ref 5) se basa en la idea del hidrograma unitario sintético de Snyder y en la transposición de hidrogramas unitarios; permite calcular el gasto de pico. Al igual que el de I-Pai-Wu, requiere de un procesamiento previo de datos climatológicos en regiones tipo. De no ser así, se pueden utilizar las constantes obtenidas por los autores en una primera aproximación, teniendo cuidado en la interpretación de los resultados.

Este método se aplica a cuencas no mayores de 250 km². Requiere del conocimiento de las curvas intensidad-duración-frecuencia en una estación climatológica denominada base, dentro de la zona

A	área de la cuenca, en km ²
h _e	lluvia en exceso, en mm
n	parámetro (fig 6.7)
Q _p	gasto de pico, en m ³ /seg
t _p	tiempo de pico, en horas
T _b	Tiempo base, en horas

El tiempo de concentración, se define como el tiempo que requiere una partícula de agua en recorrer la distancia más alejada del parteaguás a la salida de la cuenca.

Para cuencas naturales segun Chow (ref) se calcula para cuencas hasta de 3 000 km² como:

$$t_c = 0.01 \left[\frac{L}{\sqrt{S}} \right]^{0.64} \quad (6.17)$$

en donde

L	longitud del cauce principal, en m
S	pendiente media del cauce, en porcentaje
t _c	tiempo de concentración, en horas

Para cuencas mayores de 3 000 km², se recomienda utilizar la ex-



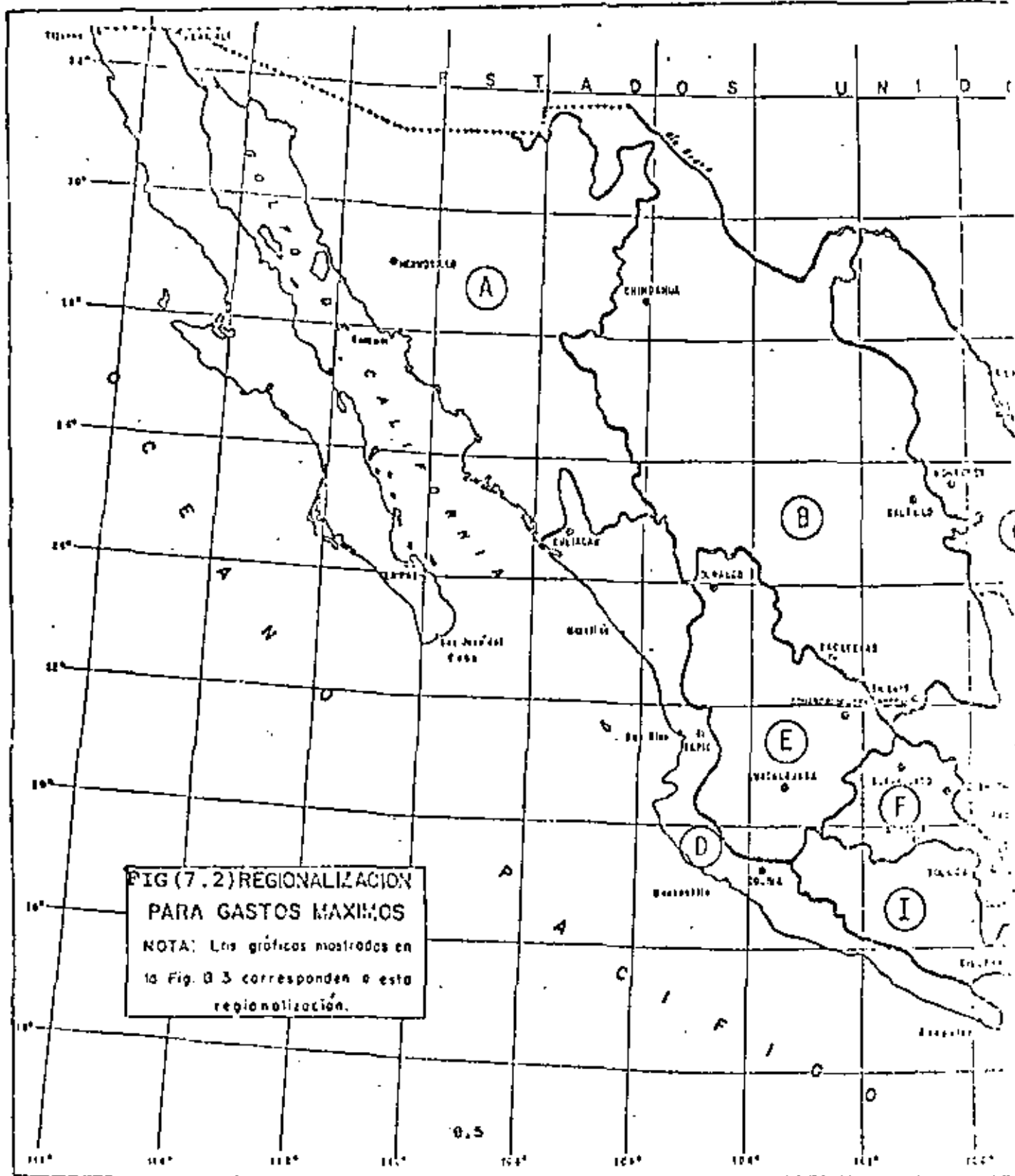
FIG., 7.1 REGIONES METEOROLOGICAS E HIDROLOGICAS.

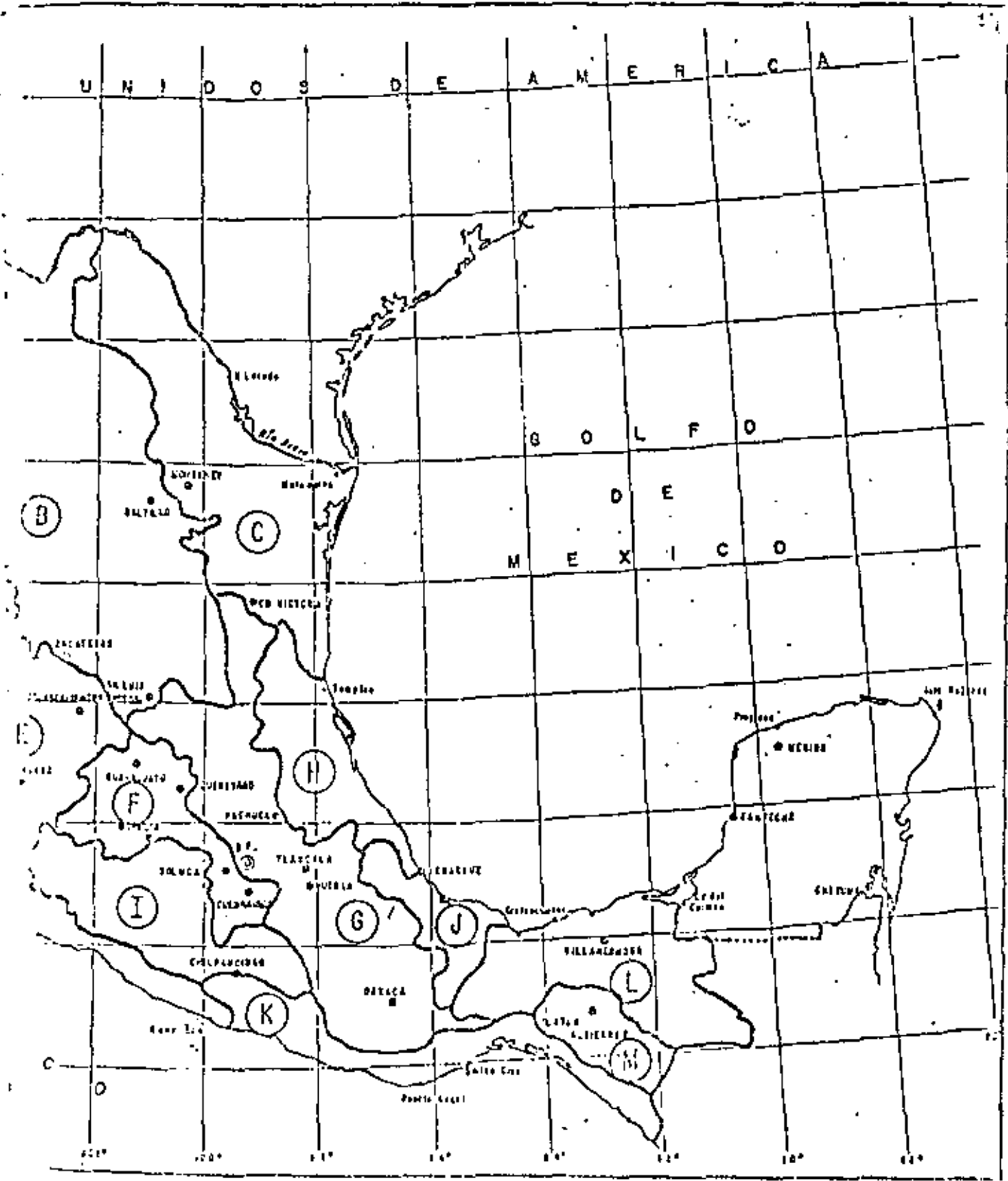
Fuente: Departamento de Información, Dirección General de Control de Ríos e Ingeniería de Seguridad Hidráulica, SARH.

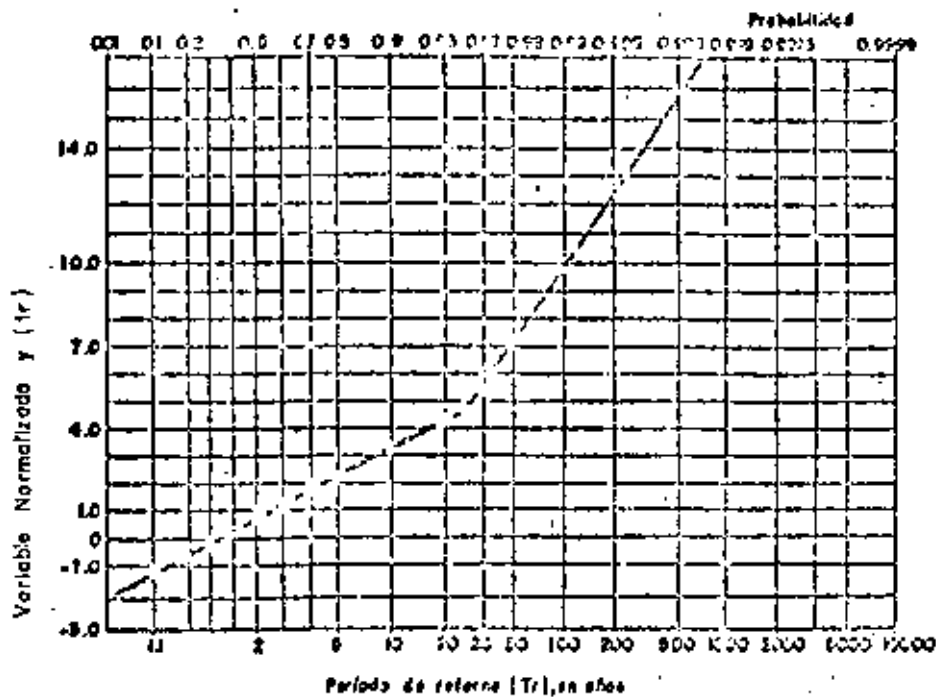
en toda la República con objeto de estimar gastos máximos anuales para diferentes periodos de retorno, ha sido realizado por la Comisión del Plan Nacional Hidráulico (ref 2) y actualmente esta en preparación una segunda aproximación que está elaborando la Dirección General de Control de Ríos e Ingeniería de Seguridad Hidráulica de la S.A.R.H.

La forma de realizarlo y los resultados obtenidos se describen a continuación. Para definir regiones homogéneas desde el punto de vista de los factores que inciden en la formación de avenidas, se tomo en cuenta la incidencia de ciclones, la incidencia de otros fenómenos meteorológicos y la localización de barreras orográficas; así como la distribución de la lluvia máxima diaria y los parámetros geomorfológicos en las cuencas: área, pendiente y longitud del cauce.

Se seleccionaron 206 estaciones hidrométricas, distribuidas en todo el país en donde los registros de gastos máximos anuales tienen un periodo mínimo de 8 años y las series de gastos máximos anuales son independientes entre sí. Esto permitió definir trece regiones homogéneas, mostradas en la fig. 7.2 con un total de 3 721 estaciones-año. Los gastos máximos se ajustaron a distribuciones de probabilidad de Gumbel en aquellas regiones donde un solo efecto, ya sea un ciclón u otro tipo de fenómeno meteorológico, es el que los provoca. Cuando los gastos máximos son producidos por dos fenómenos de origen diferente, fué nece







REGION G

$$Q(Tr) = A \cdot Y(Tr) + B$$

- $Q(Tr)$ gasto máximo para un período de retorno (Tr) m³/seg
- $Y(Tr)$ valor de la variable normalizada para un período de retorno (Tr)
- A y B parámetros regionales de Gumbel estimados con las ecuaciones del cuadro

* Los valores del gasto máximo se consideran válidos para cuencas con área mayor de 500 km² y pendientes menores del 0%.

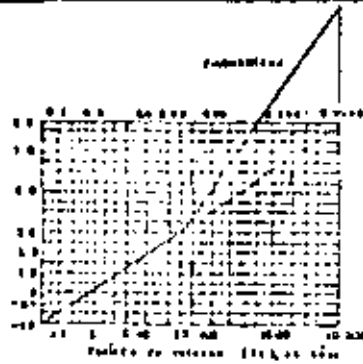
Tabla 7.1 Estimación del gasto máximo en función de la variable normalizada.

Regiones	Parámetros regionales A y B Control I para gastos máximos		Número de estg sigmas-65y
A	$A = \frac{0.42 \quad 0.31 \quad 0.51 \quad 1.15}{10.18} \frac{AR \quad S \quad P \quad I}{I}$	$B = \frac{0.74 \quad 0.28 \quad 0.43 \quad 1.01}{547.55} \frac{AR \quad S \quad P \quad I}{I}$	448
B	$A = \frac{1.73 \quad 0.28 \quad 3.40 \quad 3.01}{3.31} \frac{AR \quad S \quad P \quad I}{I}$	$B = \frac{3.01 \quad 4.30 \quad 3.23}{0.60} \frac{AR \quad S \quad P \quad I}{I}$	308
C	$A = \frac{0.54 \quad 0.37 \quad 1.32}{0.43 \quad 0.43} \frac{AR \quad S \quad P \quad I}{1.13 \quad L \quad I}$	$B = \frac{0.42 \quad 0.34 \quad 0.77}{0.28} \frac{AR \quad S \quad P \quad I}{2.16 \quad L}$	333
D	$A = \frac{0.53 \quad 1.33}{5.71 \quad AR} \frac{S \quad P \quad I}{0.10 \quad 0.71} \frac{L \quad P}{L \quad P}$	$B = \frac{0.47 \quad 0.456 \quad 0.86}{0.07 \quad 0.30} \frac{AR \quad S \quad P \quad I}{3287 \quad L \quad S}$	438
E	$A = \frac{0.50 \quad 1.48}{0.09 \quad 0.14 \quad 0.21} \frac{AR \quad S \quad P \quad I}{6126 \quad I \quad S \quad L}$	$B = \frac{0.39 \quad 0.57 \quad 0.19 \quad 2.55}{0.08} \frac{AR \quad S \quad P \quad I}{Exp \ 18.2 \ I}$	450
F	$A = \frac{0.53 \quad 0.67 \quad 1.01}{2.82 \quad AR} \frac{S \quad P \quad I}{0.76} \frac{L \quad P}{P}$	$B = \frac{0.48 \quad 0.64 \quad 1.77}{0.50} \frac{AR \quad S \quad P \quad I}{P}$	283
G	$A = \frac{0.44 \quad 0.80}{AR} \frac{S \quad P \quad I}{0.06} \frac{L \quad P}{15.3 \quad S}$	$B = \frac{0.41 \quad 0.72 \quad 0.53}{0.14 \quad 0.14} \frac{AR \quad S \quad P \quad I}{529 \quad L \quad S}$	499
H	$A = \frac{0.11 \quad 0.28 \quad 0.15 \quad 0.36 \quad 0.71}{AR} \frac{S \quad P \quad I \quad L \quad P}{17.40}$	$B = \frac{0.42 \quad 0.21 \quad 1.77 \quad 0.62}{Exp \ 14.4} \frac{AR \quad S \quad P \quad I \quad L \quad P \quad I \quad L \quad P}{I}$	381
I	$A = \frac{0.44 \quad 1.90}{AR} \frac{S \quad P \quad I}{0.97 \quad 0.61} \frac{L \quad P}{29375 \quad S \quad P}$	$B = \frac{0.40 \quad 2.48}{0.42 \quad 1.30} \frac{AR \quad S \quad P \quad I}{117 \quad S \quad P}$	300
J	$A = \frac{0.33 \quad 0.80}{AR} \frac{S \quad P \quad I}{1.14 \quad 0.10} \frac{L \quad P}{2 \quad L}$	$B = \frac{0.60 \quad 1.05}{0.17} \frac{AR \quad S \quad P \quad I}{149 \quad L}$	397
K	$A = \frac{0.41}{2696 \quad L} \frac{S \quad P \quad I}{0.60 \quad 0.54 \quad 0.55} \frac{S \quad P \quad I}{S \quad P \quad I}$	$B = \frac{0.45 \quad 0.21 \quad 0.36}{0.49} \frac{AR \quad S \quad P \quad I}{350 \quad S}$	312
L	$A = \frac{0.56 \quad 1.44}{Exp \ 30.1 \ I} \frac{S \quad P \quad I}{0.62 \quad 1.80} \frac{AR \quad S \quad P \quad I}{AR \quad I}$	$B = \frac{1.09 \quad 1.16 \quad 0.44}{77.8 \ I} \frac{L \quad P}{2.15 \quad 0.43} \frac{L \quad P}{I \quad AR}$	198
M	$A = \frac{0.38 \quad 0.33 \quad 0.59 \quad 0.48}{AR} \frac{S \quad P \quad I \quad L}{4.8 \quad L}$	$B = \frac{0.64 \quad 0.43 \quad 1.78 \quad 0.48}{0.40} \frac{AR \quad S \quad P \quad I \quad L}{2379 \quad L}$	352

A y B Parámetros de Control
 I. Longitud, en m. AR. Área, en ha² S. pendiente, en decimales P. Precipitación media anual, en mm. L. Precipitación máxima en 24 hrs. y período de retorno de 10 años, en mm.

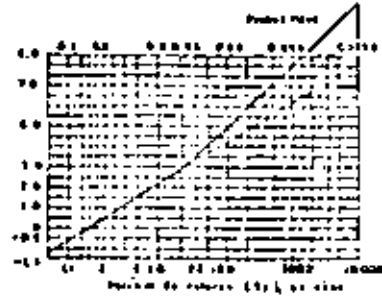
TABLA 7.2
 ECUACIONES REGIONALES DE GASTOS MÁXIMOS

Y(Tr) Variable normalizada



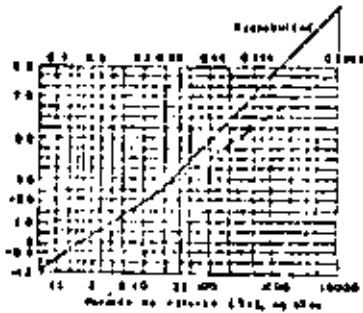
REGION A

Y(Tr) Variable normalizada



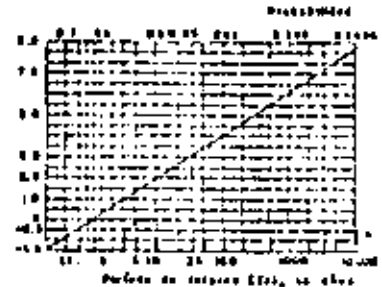
REGION B

Y(Tr) Variable normalizada



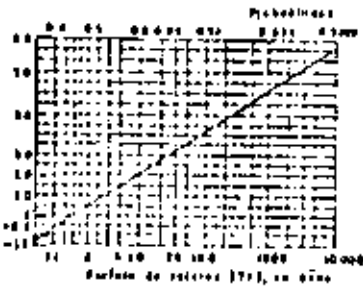
REGION E

Y(Tr) Variable normalizada



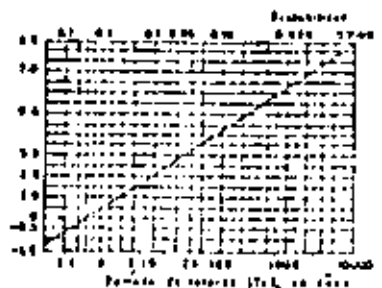
REGION F

Y(Tr) Variable normalizada



REGION I

Y(Tr) Variable normalizada

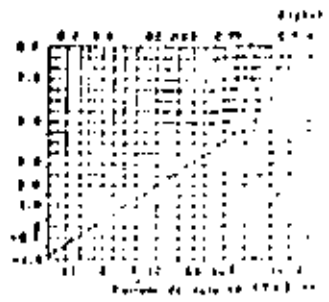


REGION J

NOTA:

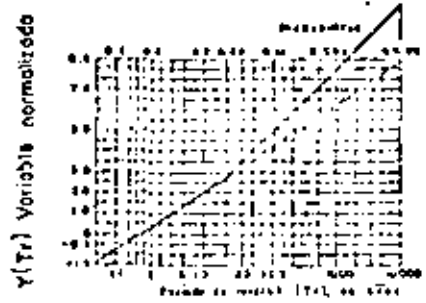
Los gráficos se refieren a las regiones mostradas en la fig. 0.2

Y(Tr) Variable normalizada

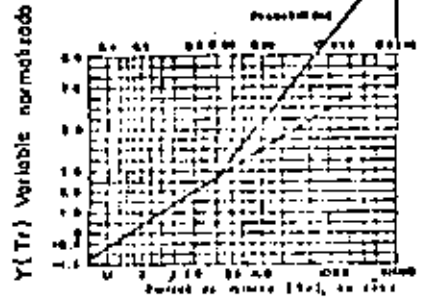


REGION M

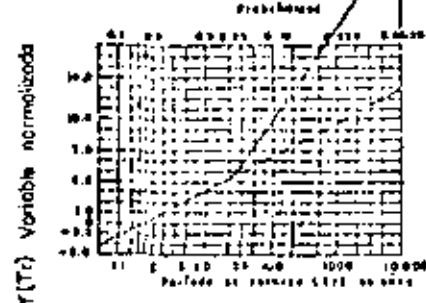
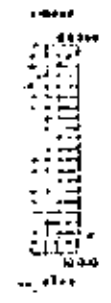
Fig. 7.3 ESTIMACION DE LA VARIABLE NORMAL DE GASTOS MA...



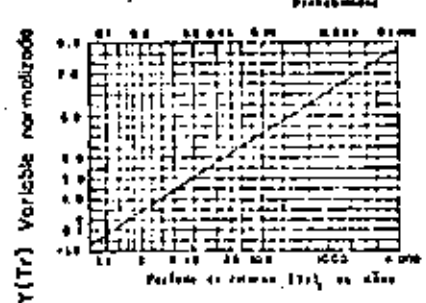
REGION C



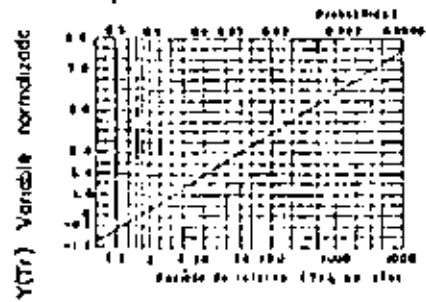
REGION D



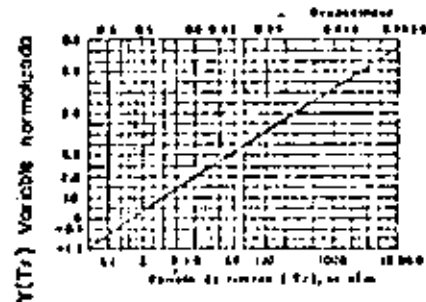
REGION G



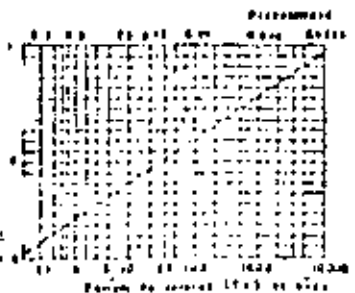
REGION H



REGION K



REGION L



REGION M

VARIABLE NORMALIZADA PARA LA REGIONALIZACION GASTOS MAXIMOS.

análisis anterior

- K tiempo de traslado. Tentativamente si no hay información se puede considerar igual al tiempo de concentración de una partícula de agua que tarda en recorrer la mitad de la distancia de la salida de la subcuenca en análisis a la salida de la cuenca
- O gasto del hidrograma por deducir al aplicar la ec 7.2
- X factor de ajuste. Se propone, si no hay información, un valor de 0.3

Esta hipótesis se requiere en una primera aproximación, dado que en general no se dispone de información topográfica de los cauces de los ríos en estudio, ni de las llanuras de inundación, así como de información hidrométrica que permita definir la función de almacenaje de las corrientes en estudio.

En el caso de una obra importante se recomienda proceder, una vez conocida su ubicación, a instalar con suficiente anticipación, aparatos de medición hidrometeorológicos para calibrar la cuenca desde el punto de vista hidrológico.

7.5 Integración del análisis.

En el inciso 7.3 se deduce para la cuenca en estudio el gasto máxi

mo a través de la regionalización de Gumbel ($Q_{\max \text{ reg}}$).

Por otra parte, del análisis de las subcuencas, cap.6 con el tránsito de acuerdo con el inciso 7.4, se obtiene el hidrograma de la avenida. Obviamente el gasto máximo de la avenida transitada ($Q_{\max \text{ trans}}$) será diferente al ($Q_{\max \text{ reg}}$).

Como ya se advirtió, dado que la regionalización es un primer intento, deberá manejarse con precaución. Al compararse los Q_{\max} se deberá tener en cuenta todas las hipótesis, simplificaciones y ajustes que se hicieron, mismas que permitirán seleccionar el gasto de diseño más adecuado y por ende, en forma lineal, la forma de hidrograma.

REFERENCIAS

1. Linsley, Kohler y Paulhus. " Hidrología para Ingenieros".
Mc. Graw Hill Book Company (1967).

.

.

.

.

.

.



centro de educación continua
división de estudios de posgrado
facultad de ingeniería unam



HIDROLOGIA DE DISEÑO

ANALISIS DE COMPORTAMIENTO PRINCIPALES
EJETO DE APLICACION

ING: FRANCISCO TELLEZ GRANADOS.

DICIEMBRE, 1979.

3.2.3. Optimización Analítica.

A diferencia de la programación lineal, el modelo matemático a plantearse para resolver un problema de optimización usando la optimización analítica, está formado por relaciones no lineales. De estas técnicas únicamente abarcaremos la de los -- "Operadores de Lagrange" que es adecuada en sistemas de bombeo. A continuación se indican los pasos a seguir para aplicar esta -- técnica.

Se trata de optimizar la función continua de -- tres variables.

$$F(x_1, x_2, x_3) = 0$$

que debe cumplir con las siguientes condiciones adicionales.

$$f_1(x_1, x_2, x_3) = 0$$

$$f_2(x_1, x_2, x_3) = 0$$

Pasos a seguir:

1. Se fabrica una función de Lagrange

$$L = F - L_1 f_1 - L_2 f_2$$

2. Se procede a calcular las derivadas de L respecto a las x_i e igualarlas a cero

$$\frac{\partial L}{\partial x_1} = \frac{\partial F}{\partial x_1} - L_1 \frac{\partial f_1}{\partial x_1} - L_2 \frac{\partial f_2}{\partial x_1} = 0$$

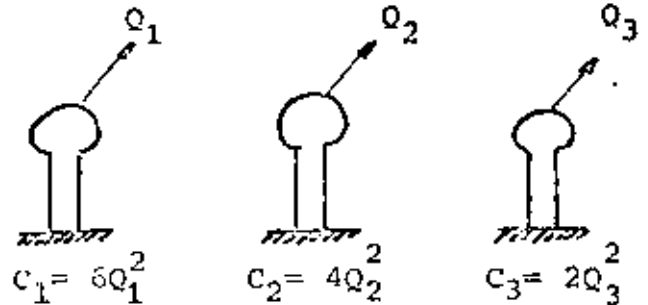
$$\frac{\partial L}{\partial x_2} = \frac{\partial F}{\partial x_2} = L_1 \frac{\partial f_1}{\partial x_2} - L_2 \frac{\partial f_2}{\partial x_2} = 0$$

$$\frac{\partial L}{\partial x_3} = \frac{\partial F}{\partial x_3} = L_1 \frac{\partial f_1}{\partial x_3} - L_2 \frac{\partial f_2}{\partial x_3} = 0$$

3. Despejar x_1 , x_2 y x_3 en términos de L_1 y L_2
4. Substituir en f_1 y f_2 los valores de x_1 , x_2 y x_3 en términos de L_1 y L_2
5. En el sistema formado por $f_1(L_1, L_2) = 0$
 $f_2(L_1, L_2) = 0$
 . despejar L_1 y L_2
6. Valuar x_1 , x_2 y x_3 según los valores encontrados en el tercer paso.
7. Estos valores hacen máxima a F cumpliendo -- con las restricciones.

Ejemplo de aplicación

C Consumo de combustible en gal hr.



En las horas de pico se deben suministrar 5m³/Seg.

Para hacer mínimo el gasto de combustible quienes deben ser Q_1 , -

Q_2 y Q_3

$$F = 6Q_1^2 + 4Q_2^2 + 2Q_3^2$$

$$f = Q_1 + Q_2 + Q_3 - 5 = 0$$

$$L = 6Q_1^2 + 4Q_2^2 + 2Q_3^2 - L(Q_1 + Q_2 + Q_3 - 5)$$

$$\left. \begin{aligned} \frac{\partial L}{\partial Q_1} &= 12Q_1 - L = 0 \\ \frac{\partial L}{\partial Q_2} &= 8Q_2 - L = 0 \\ \frac{\partial L}{\partial Q_3} &= 4Q_3 - L = 0 \end{aligned} \right\} \begin{aligned} Q_1 &= 0.91 \\ Q_2 &= 1.36 \\ Q_3 &= \frac{2.73}{5.00} \end{aligned}$$

$$\frac{L}{12} + \frac{L}{8} + \frac{L}{4} = 5 \quad ; \quad L = 10.9$$

$$C_1 = 6 (0.91)^2 = 4.96$$

$$C_2 = 4 (1.36)^2 = 7.40$$

$$C_3 = 2 (2.73)^2 = \frac{14.84}{27.70} \text{ gal hr}$$

Hay que realizar chequeos como los siguientes :

Tan solo opera la bomba mas barata

$$C_3 = 2 (5)^2 = 50 > 27.20 \quad \text{ok}$$

Las dos bombas más baratas

$$F = 4Q_2^2 + 2Q_3^2$$

$$f = Q_2 + Q_3 - 5 = 0$$

$$L = 4Q_2^2 + 2Q_3^2 - L (Q_2 + Q_3 - 5)$$

$$\left. \begin{aligned} \frac{\partial L}{\partial Q_2} &= 8Q_2 - L = 0 \\ \frac{\partial L}{\partial Q_3} &= 4Q_3 - L = 0 \end{aligned} \right\} \begin{aligned} Q_2 &= \frac{L}{8} \\ Q_3 &= \frac{L}{4} \end{aligned} \quad \begin{aligned} Q_2 &= 1.67 \\ Q_3 &= \frac{3.33}{5.00} \end{aligned}$$

$$\frac{L}{8} + \frac{L}{4} = 5 ; \quad L = 13.33$$

$$C_2 = 4 (.167)^2 = 11.15$$

$$C_3 = 2 (3.33)^2 = \frac{22.18}{33.33} \quad 2720$$

Con esto queda uno convencido que la mejor solución es una combinación de las tres bombas.



centro de educación continua
división de estudios de posgrado
facultad de ingeniería unam



HIDROLOGIA DE DISEÑO

DISEÑO DE LA CAPACIDAD DE EMBALSES

ING. FERNANDO AGUILAR AMILPA

DICIEMBRE, 1979.



DISEÑO DE LA CAPACIDAD DE EMBALSES.

1.- CONSIDERACIONES GENERALES.

El desarrollo de los aprovechamientos hidráulicos es solamente una parte del desarrollo económico general de un país. Normalmente, el diseño de un aprovechamiento hidráulico se presenta -- cuando existe una necesidad, por parte de la comunidad, de aprovechar o controlar los escurrimientos en un río o cuerpo de agua cercano a su establecimiento; ocasionalmente la escasez de recursos de agua en una zona relativamente cercana, les impondrá la necesidad de buscar y aprovechar fuentes lejanas de agua.

Las necesidades a satisfacer y los beneficios socio-económicos que se obtengan de las obras construidas, serán los factores determinantes en el diseño de un aprovechamiento hidráulico.

Maass(1) explica en cuatro pasos el desarrollo que debe seguirse en el diseño de un aprovechamiento hidráulico :

a) Identificación de objetivos.

Aunque parece evidente, es necesario establecer en primera instancia cuales son los objetivos de una obra proyectada, ya -- que en algunas ocasiones este aspecto es tomado muy superficialmente por el ingeniero.

Un primer objetivo, y posiblemente el más general, es proporcionar el bienestar a la comunidad. Sin embargo, este objetivo -- se puede lograr de muchas maneras y no es necesariamente a través de una obra hidráulica que se va a satisfacer plenamente este ob-

jetivo. De esta manera, es necesario seguir un proceso para identificar de lo general a lo particular los objetivos de un aprovechamiento hidráulico.

b) Traslación de los objetivos a criterios de diseño.

La finalidad de este paso es la de establecer las condiciones de frontera del diseño, es decir, establecer las metas que permiten llegar a los objetivos y las restricciones que impone el aprovechamiento físico o de otra índole. Las siguientes preguntas que uno podría formularse para ilustrar este aspecto.

- ¿ Cuanta agua se necesita ? (meta)
- ¿ Cuanta agua puede esperarse ? (restricción)
- ¿ Quién puede usar el agua ? (restricción)
- ¿ Que clase de agua es ? (restricción)

La respuesta a esta y otras preguntas semejantes nos aproximan hacia una primera idea del tipo de aprovechamiento que será necesario desarrollar para satisfacer los objetivos establecidos (presas de almacenamiento o derivación, pozos, conducciones, etc).

c) Utilización de los criterios de diseño en la formulación de diseños específicos.

Una vez establecidas las restricciones del diseño, se procede a analizar las diferentes alternativas que nos permitan conseguir

trar la alternativa que conduzca al resultado óptimo a través de la evaluación de las consecuencias que cada una de las alternativas lleva consigo (costo, beneficio, afectaciones, implicaciones, sociales, etc). Esto quiere decir que la solución del problema de los aprovechamientos hidráulicos no es determinista, ya que siempre existirá, en mayor o menor escala, un grado de incertidumbre acerca de la posibilidad de que los factores por estudiar se comporten tal y como han sido planeados y por las consideraciones -- simplificadoras impuestas al problema para facilitar la matemática del mismo.

2.- METODOS PARA DETERMINACION DE LA CAPACIDAD UTIL DE UN VASO DE ALMACENAMIENTO.

Dado que la mayor parte de la inversión necesaria en el diseño de un sistema de aprovechamientos hidráulicos es absorbido por el costo de las estructuras, la función de producción, (definida en economía como aquella actividad dirigida hacia la transformación de un cierto recurso en una fuente de producción o consumo), puede separarse en dos partes: la relación entre los recursos -- aprovechables y las estructuras resultantes para el logro de dicho fin, y la relación entre las estructuras y las salidas utilizables. Estas dos partes se unen al definir como propósito de un vaso de almacenamiento el de un medio de regulación; es decir, la conversión de una cierta entrada de agua en la salida regida por las necesidades de la comunidad.

El volumen almacenado puede extraerse anualmente de acuerdo a una ley de demanda, comúnmente llamada "política de operación del sistema". La relación entre la capacidad del vaso y su rendimiento (operación) es; claramente, uno de los ingredientes más importantes de la función de producción. Esta relación depende, de una manera más o menos complicada, de los volúmenes de entrada y salida. En un extremo, si la trayectoria estacional de los volúmenes de entrada y aquella de la demanda son las mismas y si la región es lo suficientemente lluviosa, puede obtenerse un completo uso del agua sin necesidad de más almacenamiento que el necesario para lograr, por ejemplo la carga adecuada para la generación de energía. En el otro extremo, si entradas y salidas están completamente fuera de fase, la extracción utilizada estará en función de la capacidad del vaso. Naturalmente, los casos intermedios son los más comunes.

Por lo anterior puede observarse que el logro de una estructura de tamaño adecuado y la garantía, dentro de un riesgo aceptable de falla, de su buen funcionamiento, dependerá por una parte, del uso que se haga de los datos disponibles y por otra, de la visión que se tenga del posible funcionamiento de la solución propuesta.

A) METODOS TRADICIONALES.

En términos generales, los métodos tradicionales para el análisis de un vaso de almacenamiento consisten en la recopilación -

necesaria para el análisis y la preparación de un plan tentativo, que satisfaga los objetivos deseados en forma óptima. En estos métodos el término "óptima" indica la mejor de las alternativas analizadas.

De entre todos estos métodos, el propuesto por Rippl es el más comúnmente usado para establecer la relación VOLUMENES DE ENTRADA - VOLUMENES EXTRAIDOS - CAPACIDAD DEL VASO y está basado en el diagrama de curva masa. Existen otros que son usados con cierta frecuencia, pero son variaciones al método de Rippl y sus diferencias no modifican las hipótesis fundamentales.

La primera hipótesis es la de suponer que tanto los volúmenes escurridos como los volúmenes extraídos son funciones conocidas del tiempo. Se establece el nivel mínimo de almacenamiento de tal manera que el nivel no bajará de ese mínimo durante el período en consideración. Las primeras fallas que pueden apreciarse son las siguientes :

1.- El análisis está basado únicamente en el registro histórico de los escurrimientos. Además presupone que, durante la vida útil de la obra, el registro se repetirá cíclicamente.

2.- De la suposición anterior se ve claramente que si las mediciones se hicieron durante un período de grandes lluvias, queda automáticamente descartada la posibilidad de largos períodos de sequía, lo cual no suena razonable dado el tamaño de vida útil de la obra y es factible pensar que puede presentarse un período de escur

rrimientos bajos. Lo mismo sucederá en el caso de un registro de escurrimientos altos.

3.- Como se mencionó, casi siempre el registro histórico es menor al tamaño de la vida útil de la obra. Si se tiene en cuenta que, para el método de Rippl, la capacidad útil aumenta con la longitud del registro, resultan incompatibles la capacidad y la vida útil de la obra.

Aunque la curva masa puede ser útil para determinar el funcionamiento de una presa en periodos cortos de tiempo, su uso como estimador de la capacidad del vaso por diseñar adolece de los defectos mencionados. El método podría usarse como una aproximación gruesa del problema, pero debe pensarse en el resultado como una capacidad adecuada si la obra hubiese sido construída en el inicio del registro histórico y con una vida útil igual al tamaño del mismo. El desarrollo del método es el siguiente :

Como se supone una variación cíclica de los escurrimientos y de la demanda, bastará analizar los escurrimientos para un periodo de tiempo T (T es el número de meses que tiene el registro). Entonces se procede a la elección arbitraria de un origen y, a partir de este punto, se considera a las entradas y a las extracciones como funciones de tiempo en el intervalo $(0, T)$. La primera relación que establece la cantidad de agua almacenada $C(t)$, los volúmenes de entrada acumulada $S(t)$ y la demanda acumulada $D(t)$, está dada por la expresión : $C(t) + S(t+x) - S(t) - (D(t+x) - D(t)) \geq C(t+x) \geq 0$ en los intervalos : $(0 \leq t \leq T)$ y $(0 \leq x \leq T - t)$

Esta relación se basa en el principio de continuidad y puede expresarse como : "el contenido de un vaso en cualquier instante, más el volumen de entrada en los próximos x meses, menos la demanda a satisfacer en esos meses debe resultar, cuando menos, igual a la cantidad de agua que existirá en el vaso x meses después". La desigualdad es necesaria pues puede haber derrames en el intervalo (t, t+x).

Del desarrollo de la desigualdad anterior, se llega a la determinación de la capacidad del vaso en términos de la expresión :

$$CAP = \text{máx} [s(t) - D(t)] - \text{mín} [s(t) - D(t)]$$

es decir:

$$CAP = \text{RANGO}[s(t) - D(t)] \quad (2)$$

La determinación de esta capacidad puede hacerse gráfica o analíticamente. Sea por ejemplo el registro de la figura (1) y considérese que la demanda está dada por la expresión :

$$DEM = \text{COEF} \times \sum_j Q_j$$

en donde :

- DEM = Demanda Mensual
- COEF = Coeficiente de regulación
- Q_j = Volumen escurrido en el mes j, j = 1,2,T

la demanda mensual, representada en la figura (1) como D(t), será una recta cuya pendiente dependerá del valor del coeficiente de regulación. Este coeficiente indicará la cantidad de agua que se quiera aprovechar.

Una vez que la capacidad del vaso ha sido determinada, se procede a estudiar el funcionamiento del vaso. Dicho estudio se hace en base al registro histórico. De aquí se desprende un factor que resalta lo inadecuado del método : influye de manera importante el valor que suponga como estado inicial del vaso.

Si la demanda $D(t)$ nunca cae por arriba de la curva de entradas $S(t)$ no se requiere de almacenamiento inicial (Figura 2a.). En cambio, cuando la curva $D(t)$ está por arriba de la curva $S(t)$, se requiere de un almacenamiento $C(0)$ para poder satisfacer la demanda. (Figura 2b).

Ambas suposiciones son ciertas si el escurrimiento, al inicio del funcionamiento de la obra, se presenta tal y como se supuso ; además, los escurrimientos deberán presentarse con variación cíclica. El problema se agrava si el registro es corto; en este caso será factible encontrar escurrimientos que se salgan de los límites superior e inferior de los volúmenes registrados.

La hipótesis de que la historia del vaso puede ser vista como una secuencia de períodos idénticos, es una aproximación muy tosca. Aunado a todo lo anterior, puede presentarse una variación -- anual tan grande, que puede ocurrir un volumen escurrido menor -- que la demanda anual; para este caso es necesario un sobrealmacenamiento anual para compensar los años lluviosos con los secos.

El método de Rippl no permite obtener un panorama de las posibles variaciones que pudieran presentarse una vez construída la obra.

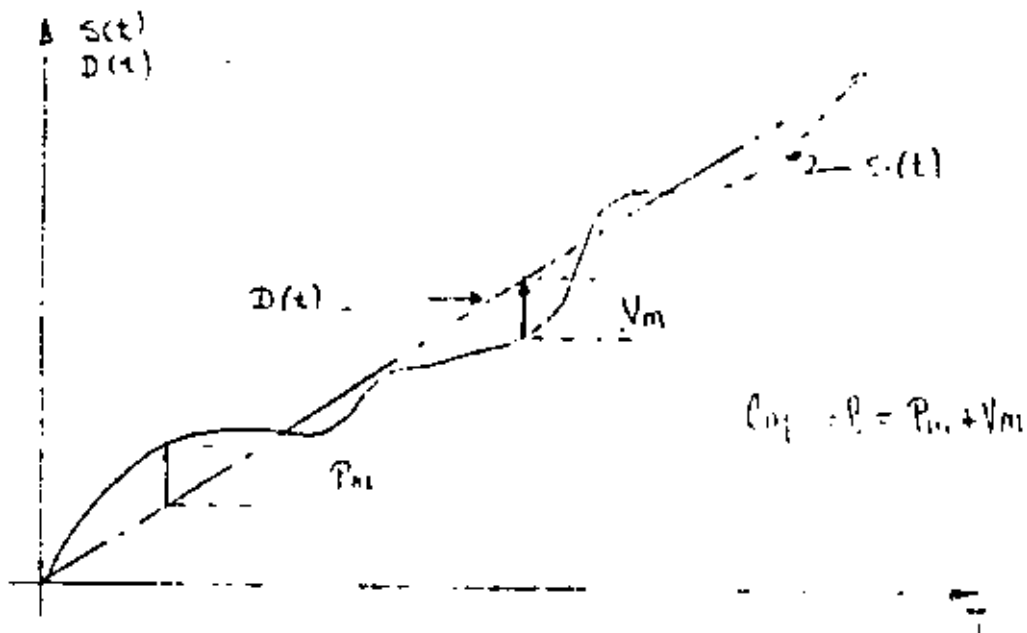


Figura 1 - Curva Inversa

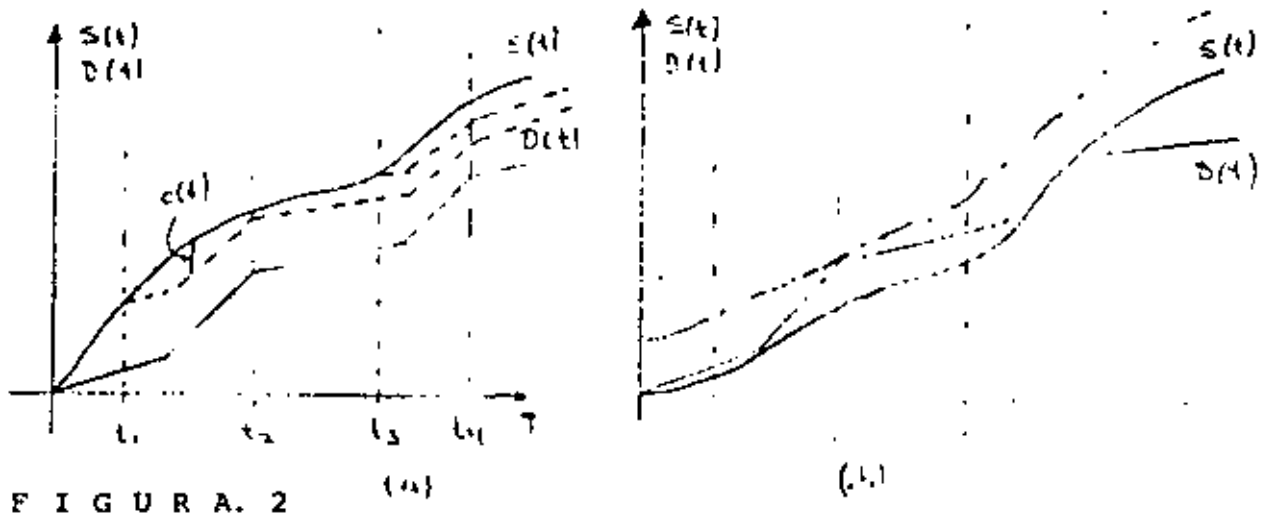


FIGURA. 2

- a) No es necesario el almacenamiento inicial ya que la curva de demandas nunca esta por arriba de la curva de entradas.
- b) Se corre probablemente hacia arriba la curva de entradas hasta el momento en que la curva de demandas quede por abajo de la curva de entradas.

Finalmente, el método requiere de una serie de consideraciones basadas en el buen juicio y experiencia del calculista, pero no le proporciona herramientas para juzgar dichas consideraciones.

Allen Hazen desarrolló un método para tratar de resolver los problemas anteriores. Introdujo la variabilidad aleatoria de los escurrimientos, pero sigue adoleciendo de dos defectos, a saber: el usar únicamente el registro histórico y la falta de un indicador del riesgo de falla. Aplicó su método a una docena de presas y construyó unas curvas llamadas "curvas normales de almacenamiento"; con ellas puede calcularse la capacidad de la presa, si se cuenta con el coeficiente de variación de los escurrimientos y el cociente de la demanda anual entre el escurrimiento medio anual. Las limitaciones e inconveniencias del método de Hazen son:

1.- Su uso se limita a la región de donde proceden los escurrimientos estudiados, pues las gráficas, útiles en una región, pueden no serlo en otras.

2.- Los resultados están basados en variaciones uniformes de la demanda a través de un año, con esto resulta inaplicable a la mayoría de los problemas de la realidad.

3.- El método no es útil si es regulada una porción de los escurrimientos.

4.- Dada la poca información disponible (debido al tamaño de los registros históricos), la frecuencia y magnitud de los déficits no son estimados de manera precisa ni eficiente.

Por último, cuando el caso de almacenamiento forma parte de un sistema no unitario, existen ciertas condiciones de dependencia entre las unidades constitutivas del sistema que no toma en consideración el método de Rippl.

La capacidad de un vaso de almacenamiento dada como el rango de la función : $(S(t) - D(t))$, sin ser el mejor de los estimadores, puede ser aceptada para los métodos estadísticos y en este caso servirá para resaltar que no se pretende buscar una capacidad más exacta, sino un criterio que se adapta a la naturaleza aleatoria del problema y encontrar la capacidad más adecuada. Por tanto se aceptará como buena la expresión (2).

MÉTODOS ESTADÍSTICOS. El análisis estadístico considera el registro histórico como una de las muchas posibles muestras de una población formada por el conjunto de todos los valores que, con igual probabilidad, pueden tomar los escurrimientos en un período igual al registro.

Es conveniente hacer algunas aclaraciones antes de desarrollar algunos de los modelos estadísticos. La primera es recalcar el hecho de que el enfoque estadístico no requiere de mayor número de datos a los utilizados por los métodos tradicionales. Se trata de una variación en cuanto al manejo e interpretación de los resultados.

También debe aclararse que el tratamiento estadístico no mejora ni aumenta, estrictamente hablando, la información disponible.

Si la muestra de escurrimientos disponible no es representativa de la población, se tendrá que trabajar con ella pues no se dispone de otra cosa y debe tomarse en cuenta que se cometerá un error inevitable. Por tanto, se supone que la población tiene las mismas características de la muestra.

Tampoco se pretende crear un registro de escurrimientos para los próximos años. En base a las características estadísticas del registro, se puede establecer, con un número grande de muestras, los valores más probables de los escurrimientos. En términos de estos valores se determinará la capacidad de un vaso de almacenamiento y se estará en condiciones de decir cual será la respuesta más probable de la alternativa escogida.

Como podrá verse, el enfoque estadístico se acerca más a la realidad del problema pues toma en consideración su naturaleza aleatoria y aún cuando no expresa una cifra única, proporciona un criterio para juzgar la respuesta del sistema.

Se analizarán a continuación dos tipos de modelos estadísticos de los escurrimientos. El primero utiliza el registro histórico para determinar las probabilidades de que la presa, en un instante dado, esté en un cierto nivel. A través de estas probabilidades se podrá encontrar una capacidad tal que cumpla con los requisitos del diseño.

El segundo modelo tiene que ver con la generación de registros sintéticos de escurrimientos; estos registros representarán otras tantas muestras de la población y cada una de ellas determinará un

posible valor de la capacidad; finalmente, se tendrá una distribución de probabilidades de las capacidades y con el uso de algún criterio estadístico, se elegirá la capacidad adecuada.

El método desarrollado por P.A.P. Morán determina la distribución de probabilidades de los diferentes niveles que puede ocupar el agua almacenada en una presa, así como las probabilidades de derrame y vaciado de dicha presa. El método se desarrolla bajo la imposición de hipótesis que constituyen las limitaciones y defectos del mismo. Las hipótesis de partida del método de Moran son :

- a) Las entradas al vaso no están correlacionadas.
- b) La extracción en la unidad de tiempo considerada E_t , se hace después de lo que entró en esa unidad de tiempo X_t .
- c) Si al obtener la diferencia $X_t - E_t$, el nivel de la presa toma un valor entre C_i y C_j , se considerará que el nivel en la presa es el mayor de C_i o C_j .
- d) Las fronteras están previamente definidas.

El modelo propuesto por Morán sirve fundamentalmente para estudios anuales en los que es posible considerar las entradas independientes. El desarrollo del método, en forma breve, se basa en lo siguiente :

Sea una presa y la curva Elevación-Capacidad correspondiente, tal y como se muestra en la figura 3 .

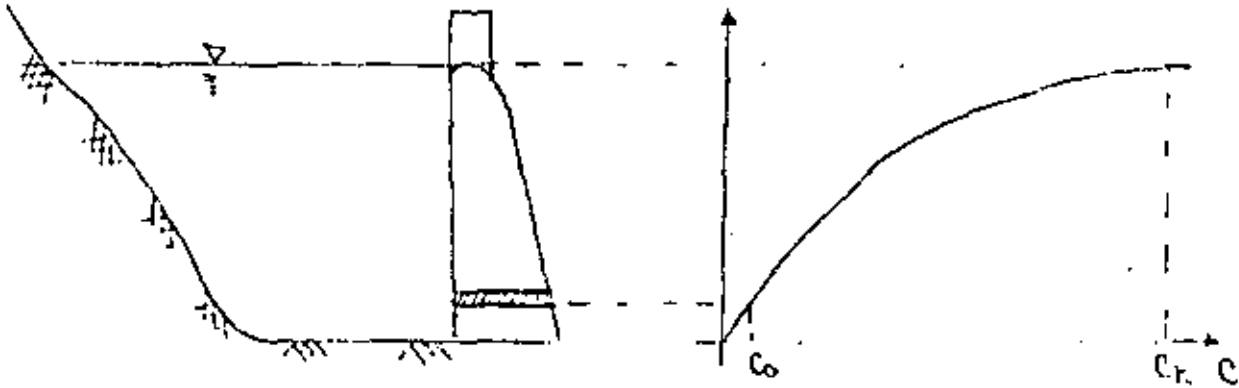


Figura 3. Plantamiento del Problema.

Las condiciones de frontera son:

A partir de C_k empieza el vertido.

Debajo de C_0 no hay extracción.

Por otra parte si se dispone de un registro de N años de volúmenes de entrada anual, es posible fijar intervalos de clasificación y de construir un histograma de volúmenes de entrada (figura 4).

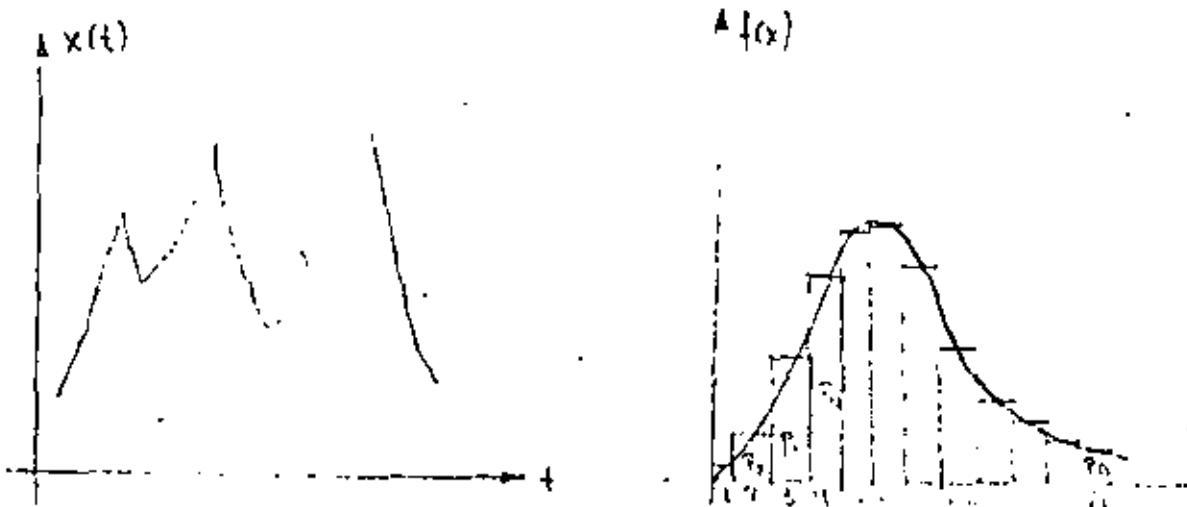


Figura 4. Histograma de los volúmenes de entrada a partir del registro.

Una vez conocidas las limitaciones C_0 y C_k , se tratará de encontrar las probabilidades de permanencia en un cierto nivel C - así como la distribución de dichas probabilidades, tal y como se muestra en la Figura 5.

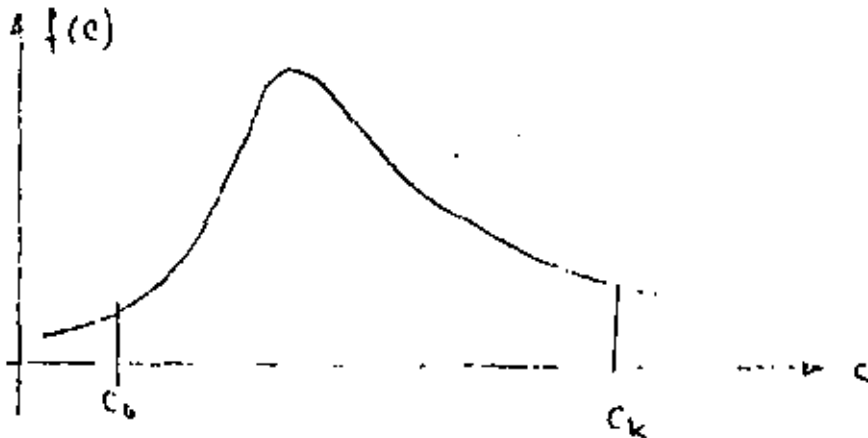


Figura 5. Distribución de probabilidades de permanencia en un nivel C .

La exposición simple del problema puede hacerse a través del siguiente ejemplo:

Supóngase que las condiciones de frontera son:

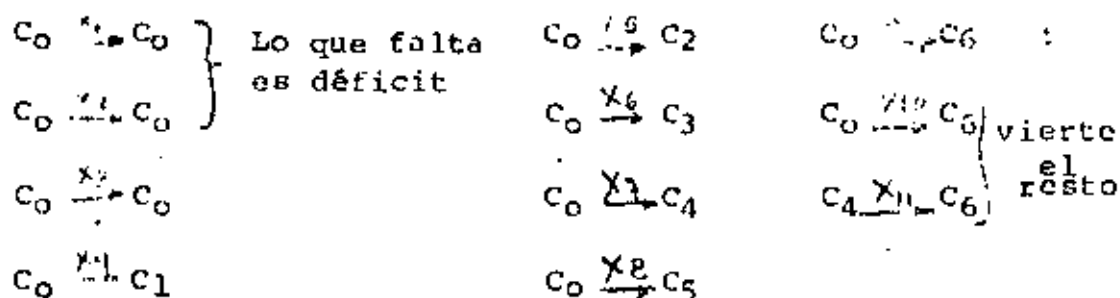
$$C_0 = 3u. \quad C_k = 9u.$$

y además, la extracción será constante e igual a: $E = 3u$. Se

supone que el nivel inicial es C_0 y sean :

$$\begin{array}{ll} x_1 = 1 & x_5 = 5 \\ x_2 = 2 & \dots\dots \\ x_3 = 3 & \dots\dots \\ x_4 = 4 & x_n = n \end{array}$$

Las posibles entradas al vaso, si se analizan los posibles niveles a los que la presa puede llegar si está en C_0 se tendrá:



y si se expresa como P_{ij} la probabilidad de que la presa pase del nivel (o) al nivel (i), se tendrá :

$$\begin{aligned}
 P_{00} &= P_1 + P_2 + P_3 & P_{03} &= P_6 \\
 P_{01} &= P_4 & P_{04} &= P_7 & P_{06} &= P_9 + \dots + P_n \\
 P_{02} &= P_5 & P_{05} &= P_8
 \end{aligned}$$

Si se hace lo mismo para C_1 y C_2 , etc. se podrá formar una matriz que Morán denomina matriz de transición pues mide la probabilidad de cambio de los diferentes estados.

$$P_{ij} = \begin{pmatrix} P_{00} & P_{01} & P_{02} & \dots & P_{0n} \\ P_{10} & P_{11} & P_{12} & \dots & P_{1n} \\ P_{20} & P_{21} & P_{22} & \dots & P_{2n} \\ \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot \\ \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot \\ \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot \\ P_{n0} & P_{n1} & P_{n2} & \dots & P_{nn} \end{pmatrix}$$

La idea básica de Morán es darle a su modelo una estructura de correlación en serie donde la influencia de valores previos expresada como :

$$P_t = f(C_t = C_i | C_{t-1} = C_j; C_{t-2} = C_k; \dots; C_{t-n} = C_s)$$

queda totalmente concentrada en el valor inmediatamente anterior con lo cual llega a la expresión particular de una estructura Markoviana de primer orden :

$$P_{ij} = P (C_t = C_j | C_{t-1} = C_i) \quad (1)$$

Según esto, la ecuación que da las probabilidades de los posibles valores de C_t , está dada por :

$$P (C_t = C_j) = \sum_{i=1}^N P(C_t = C_j | C_{t-1} = C_i)$$

y la expresión anterior puede escribirse :

$$P_t = P_{ij} P_{t-1}$$

en donde P_t ; P_{t-1} son matrices columnas que representan las probabilidades de transición en cada uno de los estados (i). En base a la expresión anterior puede escribirse que :

$$P_1 = P_{ij} P_0$$

$$P_2 = P_{ij} P_1 = (P_{ij})^2 P_0$$

$$P_n = (P_{ij})^n P_0$$

Puede demostrarse que para valores grandes de (n), los renglones de la matriz de transición se hacen iguales. Esto último puede interpretarse como la existencia de un valor a partir del cual la distribución de probabilidades de los diferentes niveles del vaso será la distribución de probabilidades de transición cuando estas son invariantes. Se le llama matriz de equilibrio a la dada por la expresión :

$$(P_{ij})^n = e_{ij}$$

$n \rightarrow \infty$

en donde :

$$e_{ij} = e_{kj} \quad (i \neq k) \quad \sum_j e_{ij} = 1$$

Supongamos que tenemos ahora dos números R y S muy grandes, de lo anterior se puede expresar :

$$p^{r+s} = (P_{ij})^{r+s} P_0 \quad (1)$$

y además :

$$p_s = (P_{ij})^s P_0 \quad (2)$$

pero como para valores de R y S lo suficientemente grandes se puede escribir que:

$$\begin{aligned} P_s &= P_0 \quad E_{ij} \\ P_{r+s} &\approx P_0 \quad E_{ij} \end{aligned}$$

entonces :

$$e_{ij} \cdot P_s = P_{r+s} \quad e_{ij} = P_s = P_{r+s} = P_e \quad (3)$$

Es decir, a partir de R años la distribución se hace estacionaria (o sea que las probabilidades de estado son las mismas). De la ecuación (1) se puede expresar :

$$p_{r+s} = \frac{P_0 (P_{ij})}{P_s} \cdot \frac{(P_{ij})^{r+s}}{e_{ij}} \quad (4)$$

y (4) puede escribirse:

$$p_{r+s} = P_s \quad e_{ij}$$

y de la ecuación (3) :

$$P_e = P_e \quad e_{ij} \quad (5)$$

De la expresión anterior se concluye que cualquiera de los renglones de la matriz de equilibrio es la solución al problema.

Entonces, el procedimiento a seguir sería elevar la matriz de transición obtenida a partir del histograma de entradas, de las fronteras establecidas y de las demandas, a un determinado número de potencias hasta lograr que los renglones de la matriz sean iguales . Logrado esto se resuelve el sistema :

$$(e_{ij}-1) P_e = 0$$

Existe una segunda manera de atacar el problema, con el uso de un procedimiento Monte-Carlo, el cual a grandes rasgos consiste en marcar las probabilidades de cada estado. Sea, por ejemplo, la matriz de transición :

$$p_{ij} = \begin{pmatrix} P_{00} & P_{01} & P_{02} \\ P_{10} & P_{11} & P_{12} \\ P_{20} & P_{21} & P_{22} \end{pmatrix}$$

El método se basa en la selección de un número aleatorio (al), entonces para el estado C_0 se tendrá que :

$$\begin{aligned} \text{si} \quad & al \leq P_{00} \quad \Rightarrow C_0 \rightarrow C_0 \\ \text{si} \quad & P_{00} < al \leq P_{00} + P_{01} \quad \Rightarrow C_0 \rightarrow C_1 \\ \text{si} \quad & P_{00} + P_{01} < al \leq P_{00} + P_{01} + P_{02} \quad \Rightarrow C_0 \rightarrow C_2 \end{aligned}$$

El mismo procedimiento podría hacerse para C_1 y C_2 . La operación se repite iterativamente, tantas veces como se quiera. Los valores de las probabilidades $P(C_0)$, $P(C_1)$ y $P(C_2)$ se obtienen al dividir el número de veces que el agua alcanza el nivel C_i , el número total de veces que se hizo el proceso. Se ha encontrado que para obtener la distribución de probabilidades de un sistema de 6 niveles se necesitan un número de iteraciones del orden de 1000.

El método se presta para el desarrollo por medio de una computadora electrónica la cual puede desarrollar todos los cálculos en unos cuantos minutos.

El método de Morán no es, con mucho, el mejor de los métodos estadísticos, sus consideraciones reflejan sus limitaciones ; sin embargo, es factible utilizarlo como instrumento de comparación en la etapa de ante-proyecto. Han surgido otras variantes al método que tratan de resolver sus inconsistencias y, - sin variar la esencia del método, han corregido los defectos de que dicho método adolecía.

Prabhu, considera las entradas y salidas como procesos estocásticos, si bien la matemática del método es un tanto compleja.- Este método permite atacar el problema con técnicas Monte Carlo, simplemente se hace uso de dos tablas de números casuales, una para las entradas y otra para las demandas. Supóngase conocidos los histogramas de las entradas al vaso, así como de -- las demandas, se pueden transformar ambos histogramas a sus -- respectivas curvas F (Figura 6)

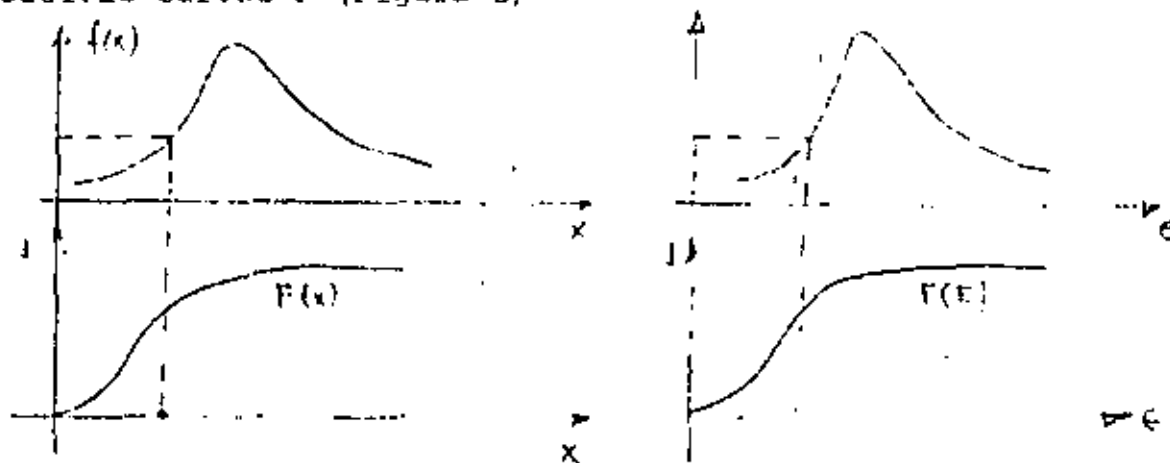


Figura 6. Generación de entradas y salidas. Método de Prabhu

Entonces, se procede a establecer el estado inicial C_0 , se toma un número casual de cada una de las tablas y se calcula la nue

va entrada y la nueva salida. Se llega a la expresión :

$$C_k = C_o + X_j - E_j$$

se repite el proceso y se tendrá finalmente :

$$P(C_k) = \frac{\text{No. total de veces en } C_k}{\text{No. total de iteraciones}}$$

Como puede verse, una de las principales limitaciones a los dos métodos vistos anteriormente es el considerar entradas -- aleatorias independientemente entre sí. Tal consideración restringe el campo de acción del método a su mínima expresión, -- pues únicamente podría utilizarse como una medida de aproximación para, después de seleccionar varias alternativas, afinar el cálculo por otros métodos.

E.H. Lloyd elaboró un método para resolver el problema de la interdependencia entre las entradas. Al intentar elaborar dicho modelo, utilizó gran parte de la teoría expuesta por Morán. En términos generales, expresa la entrada en un cierto instante (t) como una función autorregresiva del tipo :

$$X_t = B_1 X_{t-1} + B_2 X_{t-2} + \dots + U_t$$

Lloyd considera que puede simplificarse la expresión anterior si se supone que toda la dependencia está expresada por el valor de la entrada en el instante t-1 más una cierta componente aleatoria, esto es :

$$X_t = B_1 X_{t-1} + U_t$$

El procedimiento a seguir es dividir en rangos el hidrograma

de las entradas. Si X_m es el pico máximo se podrán obtener expresiones del tipo :

$$P(X_m, X_0) = P_{m0}(X)$$

$$P(X_m, X_1) = P_{m1}(X)$$

$$\cdot \cdot \cdot \cdot \cdot \cdot \cdot \cdot \cdot$$

$$\cdot \cdot \cdot \cdot \cdot \cdot \cdot \cdot \cdot$$

$$P(X_m, X_n) = P_{mn}(X)$$

Con esto se resolvería el problema de la dependencia producida por la persistencia (a valores grandes le seguirán, generalmente, valores grandes) y queda aún pendiente el de la persistencia producida por las estaciones. Sea el estado C_0 en el instante $N-1$, y la entrada X_0 en el mismo instante que pueden expresarse como :

$$\begin{array}{cc} N-1 & N-1 \\ C_0 & X_0 \end{array}$$

Si hubiera m categorías de entrada se tendría :

$$\begin{array}{l} \pi_{00}^{N-1} = X_0 \rightarrow X_0 \\ \pi_{01}^{N-1} = X_0 \rightarrow X_0 \\ \vdots \\ \pi_{0m}^{N-1} = X_0 \rightarrow X_m \end{array} \quad \begin{array}{ccc} C_0 & X_0 & \xrightarrow{\pi_{0j}^{N-1}} C_j \quad X_j \\ & & j = 1, 2, 3, \dots, n \\ & & j = 1, 2, 3, \dots, m \end{array}$$

en donde C_j tomaría todos los valores posibles de acuerdo a la ley de extracciones, considerada como fija en este caso.

La matriz de transición vista en el método de Morán, toma ahora un tamaño mucho mayor, pues si antes el número de términos

dentro de ella era igual al número de estados al cuadrado, ahora el total de términos estará representado por el producto -- del número de estados por el número de entradas y elevado al -- cuadrado.

Se sigue cumpliendo que :

$$\sum_{i=1}^M \pi_{0i} = 1$$

y puede escribirse una expresión semejante a la dada por Morán:

$$P^N(C, X) = \prod_{i,j}^{N-1} P(C, X)$$

Únicamente que en este caso, un método Monte Carlo no es conveniente. La matriz de equilibrio estará expresada por :

$$\left(\prod_{i,j} \right)^n = e_{ij} \\ n \rightarrow \infty$$

Puede ocurrir que existe dependencia entre un valor de la entrada y mucho más de un valor hacia atrás, pero el método, aunque soluble, hace pensar en la búsqueda de otros caminos. Como se dijo anteriormente dado el tipo de información que estos méto - dos proporcionan, es factible su utilización en la comparación de diversas situaciones de anteproyecto con lo cual se puede - obtener una buena medida del riesgo a correr en la selección - de un tipo determinado de obra.

DIRECTORIO DE ASISTENTES AL CURSO HIDROLOGIA DE DISEÑO (DEL 26 DE
NOVIEMBRE AL 7 DE DICIEMBRE DE 1979)

NOMBRE Y DIRECCION

EMPRESA Y DIRECCION

- | | |
|---|--|
| 1. HECTOR G. AMBRIZ LOPEZ
Rubén Darío No. 405
Col. del Valle
San Luis Potosí, S. L. P.
Tel: 3-49-12 | SECRETARIA DE AGRICULTURA Y RECURSOS
HIDRAULICOS
Mariano Otero No. 600-A
San Luis Potosí, S. L. P.
Tel" 3-00-04 |
| 2. JOAQUIN ARELLANO MAÑEZ
Procuraduría General de Justicia No.87
Col. Federal
México 9, D. F. | SECRETARIA DE AGRICULTURA Y RECURSOS
HIDRAULICOS
Paseo de la Reforma No. 107-ter. Piso
Col. San Rafael
México 9, D. F.
Tel: 5-66-06-88 Ext. 153 |
| 3. ALVARO DIAZ SOSA
Puente de P. 10 No. 2
México 4, D. F.
Tel: 5-12-11-36 | SECRETARIA DE AGRICULTURA Y RECURSOS
HIDRAULICOS
Paseo de la Reforma No. 20-4o. Piso
México, D. F.
Tel: 5-46-27-18 |
| 4. JAVIER ESPINOSA C.
Cuaj A6-504
Col. Roma
México 7, D. F.
Tel: 5-84-16-43 | SECRETARIA DE AGRICULTURA Y RECURSOS
HIDRAULICOS
Av. Observatorio 192
Col. Tacubaya
México 13, D. F.
Tel: 5-16-37-96 |
| 5. IGNACIO ESTRADA DAVALOS
Lourdes 99-303
Col. Portales
México 13, D. F.
Tel: 5-35-22-20 | SECRETAR " DE AGRICULTURA Y RECURSOS
HIDRAULICOS
Paseo de la Reforma No. 46 Pte.
Col. Juárez
México 1, D. F.
Tel: 5-91-00-41 |
| 6. HECTOR GOMEZ MONDRAGON
Fortuna 115
Col. Industrial
México 14, D. F.
Tel: 5-77-50-39 | SECRETARIA DE AGRICULTURA Y RECURSOS
HIDRAULICOS
Paseo de la Reforma No. 45-10. Piso
México, D. F.
Tel: 5-92-00-34 |

DIRECTORIO DE ASISTENTES AL CURSO HIDROLOGIA DE DISEÑO (DEL 26 DE NOVIEMBRE
AL 7 DE DICIEMBRE DE 1979)

<u>NOMBRE Y DIRECCION</u>	<u>EMPRESA Y DIRECCION</u>
7. JESUS GRANADOS ORDOÑEZ Alfonso No. 26 Col. Alamos México 13, D. F. Tel: 5-38-56-53	SECRETARIA DE AGRICULTURA Y RECURSOS HIDRAULICOS Paseo de la Reforma No. 46-9o. Piso Col. Juárez México 1, D. F. Tel: 5-66-89-94
8. MARCO ANTONIO HERNANDEZ AGUILAR Av. Indeco No. 2 Lote 2 Mza. 11 Casa No. 8 Iztacala, Edo. de México	SECRETARIA DE AGRICULTURA Y RECURSOS HIDRAULICOS Paseo de la Reforma No. 69-6o. Piso México 1, D. F. Tel: 5-35-38-99
9. FERNANDO HERNANDEZ MONTOYA Priv. Insurgentes No. 119 F. F. C. C. San Luis Potosi, S. L. P. Tel: 2-29-00	SECRETARIA DE AGRICULTURA Y RECURSOS HIDRAULICOS Mariano Otero No. 600 San Luis Potosi, S. L. P. Tel: 3-49-12
10. ARTURO JIMENEZ RAMON Quemada 433 Col. Vertiz Narvarte México 13, D. F. Tel: 6-72-01-06	SECRETARIA DE AGRICULTURA Y RECURSOS HIDRAULICOS Paseo de la Reforma No. 46-9o. Piso México 1, D. F. Tel: 5-66-89-94
11. SANTIAGO LEE BARRON Edif. No. 1 Entrada "A" Dpto. 803 Multifamiliar Juárez Col. Roma México 7, D. F.	SECRETARIA DE AGRICULTURA Y RECURSOS HIDRAULICOS Paseo de la Reforma No. 20-4o. Piso Col. Juárez México 4, D. F.
12. RAFAEL LOPEZ RAMIREZ Insurgentes Centro 694 Bis. Col. Sta. Ma. Insurgentes México, D. F.	GRUPO INGENIERIA INTEGRAL, S. A. Filadelfia No. 128-402 Col. Nápoles México 18, D. F. Tel: 5-36-37-70
13. RAUL MARTINEZ Ignacio Ramírez No. 20-1er. Piso Col. San Rafael México 4, D. F.	SECRETARIA DE AGRICULTURA Y RECURSOS HIDRAULICOS Ignacio Ramírez No. 20 México 4, D. F. Tel: 5-46-11-54

DIRECTORIO DE ASISTENTES AL CURSO HIDROLOGIA DE DISEÑO (DEL 26 DE
NOVIEMBRE AL 7 DE DICIEMBRE DE 1979)

<u>NOMBRE Y DIRECCION</u>	<u>EMPRESA Y DIRECCION</u>
14. MARIO MEDINA ROSALES Av. Fabian Flores No. 24 Col. San Pablo Oztotepec México 23, D. F.	SECRETARIA DE AGRICULTURA Y RECURSOS HIDRAULICOS Paseo de la Reforma No. 107-1er. Piso Col. San Rafael México 4, D. F. Tel: 5-66-95-58
15. GUILLERMO MONTAÑO ROBLES Abundio Martínez No. 41 No. 3 Col. Ex-Hip. de Peralvillo México 2, D. F.	SECRETARIA DE AGRICULTURA Y RECURSOS HIDRAULICOS Paseo de la Reforma No. 20-4o. Piso Col. Juárez México 6, D. F. Tel: 5-46-27-18
16. JORGE NOE MORATO GUTIERREZ Salaberry No. 838-2 Col. Lindavista México 14, D. F. Tel: 5-46-27-18	SECRETARIA DE AGRICULTURA Y RECURSOS HIDRAULICOS Paseo de la Reforma No. 20-4o. Piso México 1, D. F. Tel: 5-46-27-18
17. ELOY NAJERA OCAMPO 4a. Calle de Medellín No. 67-5 Col. Roma México 7, D. F. Tel: 11-52-22	SECRETARIA DE AGRICULTURA Y RECURSOS HIDRAULICOS Paseo de la Reforma No. 69-2o. Piso México 1, D. F. Tel: 5-46-65-86
18. PABLO PEÑA GARCIA Miguel Angel 79-6 Col. Moderna México 13, D. F.	ESTUDIOS Y PROYECTOS, S. A. Viaducto Miguel Aleman No. 81 Col. Escandón México 18, D. F. Tel: 2-77-35-99
19. ENOCH RASGADO CACHO Marcos Carrillo 298-7 Col. Viaducto Piedad México 13, D. F. Tel: 5-38-42-22	SECRETARIA DE AGRICULTURA Y RECURSOS HIDRAULICOS Paseo de la Reforma No. 46-4o. Piso Col. Juárez México 1, D. F. Tel: 5-35-80-57
20. ANDRES REYES GONZALEZ Plaza De La Republica No. 3-1er. Piso Col. San Rafael México 4, D. F. Tel: 5-46-06-55	SECRETARIA DE AGRICULTURA Y RECURSOS HIDRAULICOS Paseo de la Reforma No. 69 Col. San Rafael México 4, D. F. Tel: 5-46-06-55

DIRECTORIO DE ASISTENTES AL CURSO HIDROLOGIA DE DISEÑO (DEL 26 DE NOVIEMBRE
AL 7 DE DICIEMBRE DE 1979)

<u>NOMBRE Y DIRECCION</u>	<u>EMPRESA Y DIRECCION</u>
21. ALFONSO RIVERA BUSTOS Campanero C.F.E. Laguna Verde, Ver. Tel: 3-45-11	COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD Laguna Verde, Ver. Tel: 3-45-11
22. JUAN CARLOS ROCHA ROMERO Ignacio Ramírez No. 20 Col. San Rafael México 4, D. F. Tel: 5-46-11-54	SECRETARIA DE AGRICULTURA Y RECURSOS HIDRAULICOS Ignacio Ramírez No. 20 México 4, D. F. Tel: 46-11-54
23. JAIME RUBEN RODRIGUEZ GALLARDO Zaragoza No. 702 Saltillo, Coah. Tel: 3-60-48	SECRETARIA DE AGRICULTURA Y RECURSOS HIDRAULICOS Blv. Venustiano Carranza No. 871 Saltillo, Coah. Tel: 3-91-30
24. SAUL ROJAS RUBIO Xanaguia Manz. A-12 L-11 Arenal 4a. Sección México 9, D. F.	SECRETARIA DE AGRICULTURA Y RECURSOS HIDRAULICOS Paseo de la Reforma No. 46-7o. Piso México 1, D. F. Tel: 5-92-57-66
25. JORGE SANCHEZ GONZALEZ Calle Oriente 237 No. 140 Col. A. Oriental México 9, D. F. Tel: 7-63-06-21	SECRETARIA DE AGRICULTURA Y RECURSOS HIDRAULICOS Paseo de la Reforma No. 69-6o. Piso México 1, D. F. Tel: 5-35-38-99
26. JOSE CARLOS SANCHEZ LINARES Valle del Moro 153 Valle de Aragón Edo. de México	SECRETARIA DE AGRICULTURA Y RECURSOS HIDRAULICOS Paseo de la Reforma No. 69-4o. Piso Col. Juárez México 4, D. F. Tel: 5-66-89-24
27. MIGUEL J. SANSON ORTEGA Norte 84-A No. 6119 Col. G. Sánchez México 14, D. F. Tel: 5-66-96-69	SECRETARIA DE AGRICULTURA Y RECURSOS HIDRAULICOS Vallarta No. 113er. Piso Col. Tabacalera México 4, D. F. Tel: 5-66-96-69

DIRECTORIO DE ASISTENTES AL CURSO HIDROLOGIA DE DISEÑO (DEL 26 DE NOVIEMBRE
AL 7 DE DICIEMBRE DE 1979)

NOMBRE Y DIRECCION

EMPRESA Y DIRECCION

- | | |
|--|--|
| 28. CUAUHTEMOC J. TORRES RUATA
Baja California No. 222
Col. Roma Sur
México 7, D. F.
Tel: 5-84-36-73 | SECRETARIA DE AGRICULTURA Y RECURSOS
HIDRAULICOS
Av. Observatorio No. 192-11
México 18, D. F.
Tel: 5-16-37-96 |
| 29. RAMON VARGAS SANTOS
Torres Adalid 1559-9
Col. Narvarte
México 12, D. F. | SECRETARIA DE AGRICULTURA Y RECURSOS
HIDRAULICOS
Paseo de la Reforma No. 46-9o. Piso
México 1, D. F.
Tel: 5-66-89-94 |
| 30. ALFREDO S. VEGA HENZE
Ignacio Ramírez No. 20
Col. San Rafael
México 4, D. F.
Tel: 5-46-11-54 | SECRETARIA DE AGRICULTURA Y RECURSOS
HIDRAULICOS
Ignacio Ramírez No. 20-1er. Piso
México 4, D. F.
Tel: 5-46-11-54 |
| 31. FRANCISCO J. ZENDEJAS VAZQUEZ
Ciprés No. 134
Col. Sta. Ma. La Ribera
México 4, D. F.
Tel: 5-47-67-40 | SECRETARIA DE AGRICULTURA Y RECURSOS
HIDRAULICOS
Insurgentes No. 30
Col. Juárez
México, D. F.
Tel: 5-91-13-29 |

